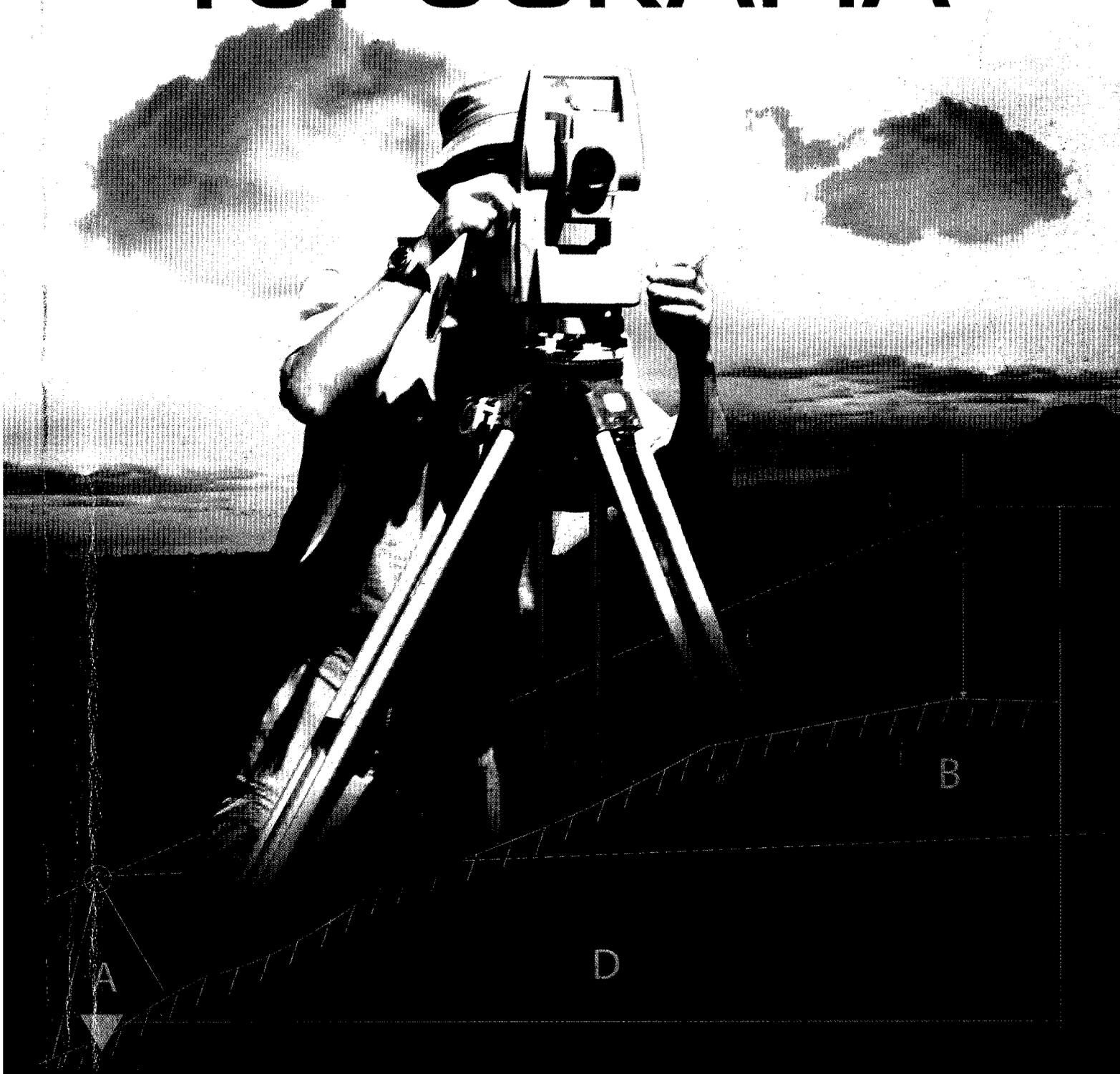


Orlando Belete Fuentes

TOPOGRAFÍA



Dr.C. Orlando Belete Fuentes

TOPOGRAFÍA



Editorial Universitaria
FÉLIX VARELA

La Habana, 2014

PALABRAS NECESARIAS

Edición: Lic. María Rita Lugo Orraca
Diseño de cubierta e interior: Yalier Pérez Marín
Emplante digital: Neyina Castaño San Miguel

© Orlando Belete Fuentes, 2014
© Sobre la presente edición:
Editorial Félix Varela, 2014

ISBN 978-959-07-1635-5

EDITORIAL FÉLIX VARELA
Calle A No. 703, esq. a 29,
Vedado, La Habana, Cuba.

efelixvarela@epfv.com.cu
www.epfv.com.cu

La realización de este texto responde al interés de la Facultad de Geología y Minería del Instituto Superior Minero Metalúrgico de Moa (ISMMM) de actualizar los contenidos de la asignatura Topografía General, la cual se imparte en los primeros años de las carreras de Ingeniería de Minas e Ingeniería Geológica, para así poder contar con una obra actualizada para el Plan de Estudio "D" que le permita a los estudiantes y especialistas hacer consultas sobre cualquier parte de la asignatura.

Con este trabajo se le proporciona a los estudiantes la metodología y técnica necesarias para la ejecución de los trabajos topográficos y la posibilidad de familiarizarse con las nuevas tecnologías que han puesto a la topografía en un estadio superior.

Está destinado para los estudiantes de Minería, Geología, Geografía, Aerofotogeodesia, Agronomía, Agropecuaria y de todas las carreras donde se imparta la asignatura Topografía; Además, sirve de consulta a cursistas de Maestría y Doctorado.

En el capítulo I se tratan los trabajos de planimetría y en el capítulo II los trabajos de altimetría.

El capítulo III trata sobre los trabajos de replanteo, aspectos que se analizan muy poco en la literatura existente y son muy importantes para los trabajos de proyecto y para algunos trabajos de ingeniería.

Los capítulos IV (Estaciones Totales) y V (GPS) fueron debidamente revisados por el Doctor Gerardo Jiménez Sáez, Profesor Auxiliar del departamento de Topografía, Facultad de Ingeniería Civil del Instituto Superior Politécnico José Antonio Echevarría de La Habana.

En el capítulo VI se expone una visión amplia sobre los diferentes métodos de proyección cartográfica y en el capítulo VII sobre los trabajos fotogramétricos.

El capítulo VIII trata sobre la aplicación del estudio de los errores topográficos en la minería del níquel (estudio de caso), que sirvió de tesis para la obtención del título de Doctor en Ciencias Técnicas del autor. Este capítulo fue revisado por los doctores Roberto Blanco Torrens y José Otaño Noguel, ambos Profesores Titulares del departamento de Minería de la Facultad de Geología y Minería del ISMMM "Dr. Antonio Núñez Jiménez". A ambos se le agradece por su desinteresada ayuda en la revisión de esta obra.

El capítulo IX trata sobre la importancia que conlleva el estudio del tratamiento de las imágenes para hacer revelaciones sobre el estudio del relieve. La revisión de esta parte se la agradecemos a la Dra. Alina Rodríguez Infante, especialista en Fotogeología del ISMMM. Finalmente, el capítulo X

hace una pequeña introducción a la explotación de algunos *software* que se usan en topografía para automatizar los procesos.

Queremos agradecer a todos aquellos que, de una u otra forma, han contribuido a la elaboración de este texto y, al mismo tiempo, a todos los especialistas de la rama topografía que tengan a bien señalar las deficiencias del libro y las envíen al departamento de Minería de nuestra Facultad, con el propósito de lograr una mejor calidad en las futuras ediciones.

EL AUTOR

ÍNDICE

Introducción / 1

Planimetría / 3

- 1.1. Aspectos generales de la topografía / 3
- 1.2. Forma de la tierra / 6
- 1.3. Coordenadas geográficas / 9
- 1.4. Coordenadas planas rectangulares / 10
- 1.5. Orientación de las líneas en el terreno. Tareas topográficas / 10
- 1.6. Tarea topográfica / 18
- 1.7. Cálculos de los acimuts planos o topográficos de los lados de los polígonos / 20
- 1.8. Escala y precisión. Relación entre escala y precisión / 22
- 1.9. Errores de las mediciones / 25
- 1.10. Clasificación de los teodolitos. Verificación y corrección / 27
- 1.11. Mediciones angulares / 31
- 1.12. Métodos para medir ángulos horizontales / 33
- 1.13. Poligonales con teodolito / 36
- 1.14. Cálculo de las poligonales según el fin que persigue el levantamiento / 40

Nivelación / 53

- 2.1. Consideraciones generales / 53

Trabajos topográficos de replanteo / 75

- 3.1. Tipos de trabajos topográficos de replanteo / 75
- 3.2. Elementos topográficos de replanteo / 76
- 3.3. Replanteo de obras mineras / 87
- 3.4. Precisión del replanteo de los ejes de las obras mineras / 88
- 3.5. Resolución de tareas ingenieriles en superficies topográficas / 89

Estaciones totales / 95

- 4.1. Estaciones topográficas totales / 95
- 4.2. Tipos de Estaciones Totales Integradas (ETI) / 103
- 4.3. Generalidades de la estación total Sokkia Set -3010 / 106
- 4.4. Metodología para la realización del levantamiento con estación total / 107

Sistema de Posicionamiento Global (GPS) / 109

- 5.1. Introducción / 109
- 5.2. Sistemas de posicionamiento / 109
- 5.3. Sector espacial / 113

5.4. Sector de control / 118
5.5. Sector usuario / 119
5.6. Sistemas de medición de distancias / 121
5.7. Bondad de las observaciones / 123
5.8. Almanaque / 124
5.9. Proyecto / 125
5.10. Métodos de posicionamiento / 126
5.11. Método cinemático en tiempo real (RTK) / 127
5.12. Posición geodésica de un punto. Coordenadas geodésicas elipsoidales / 128
5.13. Sistema geodésico mundial WGS -84 / 129
5.14. Relación entre los sistemas de Coordenadas WGS -84 / 129
5.15. Datum de las observaciones geodésicas / 130
5.16. Transformación de las coordenadas WGS -84 a otro sistema 131
5.17. Obtención de las alturas ortométricas a partir de las mediciones gps / 135
5.18. Consideraciones finales / 138
Elementos de cartografía / 143
6.1. Proyecciones cartográficas / 143
6.2. Mapas topográficos / 155
Fotogrametría / 165
7.1. Introducción a la fotogrametría / 165
7.2. Propiedades geométricas de las fotos aéreas / 168
7.3. Coordenadas espaciales de los puntos de la foto / 173
7.4. Fórmula general de la escala de la foto aérea / 178
7.5. Desviaciones lineales de la foto / 182
7.6. Transformación de las fotos / 187
7.7. Fototriangulación plana / 191
7.8. Fotoplanos y levantamiento con fotos / 193
7.9. Teoría de un par de fotos / 197
7.10. Métodos universales de confección de las cartas topográficas / 201
7.11. Levantamiento estereofotogramétrico terrestre de las canteras / 203
7.12. Tipos de levantamientos. Fórmulas de trabajo / 209
7.13. Trabajo del levantamiento / 213
7.14. Trabajos de campo / 217
7.15. Cálculo de las coordenadas fotogramétricas de los puntos de control con los datos de las medidas geodésicas / 221
7.16. Fotogrametría digital / 224

Errores topográficos en la determinación de los volúmenes de mineral (estudio de caso) / 231

8.1. Introducción / 231
8.2. Influencia de los errores de la posición de los puntos en la red de levantamiento / 231
8.3. Influencia de los errores de determinación de los contornos de los bordes superior e inferior de los escalones / 233
8.4. Influencia de la irregularidad de los perfiles de los taludes / 238
8.5. Influencia de los errores de la posición del punto en el levantamiento taquimétrico / 243
8.6. Influencia de los errores de ubicación de los puntos en el plano / 244
8.7. Influencia de los errores de medición de áreas / 247
8.8. Error total de determinación del volumen del frente de excavación en el levantamiento taquimétrico / 250
8.9. Aplicación de la cartografía digital (modelo digital del terreno) / 251

Interpretación de imágenes (caso topografía) / 259

9.1. Introducción / 259
9.2. Teledetección / 259
9.3. Fotogeología / 266
9.4. Sistema de Información Geográfica (SIG) / 285

Aplicaciones de software topográfico / 291

10.1. Procedimiento para usar el <i>software</i> topo6 / 291
10.2. Procedimiento para usar el <i>software</i> TOPCION / 298
10.3. Procedimiento para usar el <i>software</i> TOPOCAL / 299
10.4. Procedimiento para usar el <i>software</i> AUTOCAD / 303

Bibliografía / 329

Introducción

Los acelerados, profundos y generalizados cambios que ha vivido la Humanidad en las últimas tres décadas encuentran una de sus causas fundamentales en la interrelación, cada vez más estrecha y orgánica, entre desarrollo científico, avances tecnológicos y su aplicación en la esfera de la producción.

El desarrollo de la Topografía y la demanda de grandes proyectos de ingeniería requieren un marco de referencia que permita definir, inequívocamente y con precisión, los diversos rasgos y detalles en obras de interés.

El desarrollo tecnológico de estos días, con nuevos instrumentos, tecnologías de medición y análisis computacional, ha obligado a evolucionar la concepción de la Geodesia y la Topografía y de los resultados que de ella se esperan.

La Geodesia ha superado en mucho su base geométrica inicial y se desenvuelve hoy en día en un contexto de entornos físico-dinámicos fundamentales, y ha pasado de las interpretaciones bidimensionales a las tridimensionales.

Las técnicas de medición contemporáneas se inscriben ahora en un entorno dinámico-espacial, que permite resultados muy precisos en tiempos relativamente cortos en comparación con los métodos tradicionales, en particular el Sistema de Posicionamiento Global (GPS), que en la década de los noventa ha venido a revolucionar la tecnología de medición geodésica, sustituyendo ventajosamente a los métodos de posicionamiento astronómico, triangulación, trilateración, poligonometría y *doppler*, aplicados hasta fechas recientes para conformar la Red Geodésica Estatal.

Los modernos equipos de medición disponibles en la actualidad, tales como distanciómetros electromagnéticos, Estaciones Totales y de posicionamiento vía satélite han superado, al menos en un orden de magnitud, la precisión del Datum Norteamericano de 1927 o NAD27, definido en las Normas Técnicas para Levantamientos Geodésicos publicadas.

Con el objetivo de no degradar la calidad de los levantamientos topográficos realizados con las nuevas tecnologías anteriormente mencionadas, cada vez de mayor aplicación en nuestro país, debemos aprovechar al máximo las oportunidades que nos brindan estos equipos.

Existen en la actualidad mejores alternativas tecnológicas, de acuerdo con los instrumentos de medición disponibles en el mercado, para ser utilizadas como Sistema Geodésico de Referencia.

Ante la nueva tecnología y conceptos modernos de Geodesia, la Topografía impone a la tecnología desarrollarse, y así van de las manos las dos.

La tecnología de posicionamiento también ha cambiado considerablemente en los últimos años. Los circuitos integrados de GPS, con una precisión de uno a cinco metros, ya se encuentran disponibles para

medir a nivel de un centímetro, y pueden vivir a bordo de una máquina. Pero ni el GPS ni el GLONASS (el sistema ruso) pueden proporcionar actualmente una cobertura del 100 % en los sitios de una mina.

El próximo adelanto tecnológico estará en el área de los seudosatélites. Desde ahora hay que pensar en un seudosatélite como si tuvieran sus propios satélites de GPS en el suelo e enviaran la información de posición a sus telereceptores.

La necesidad productiva de la automatización está condicionada por los requerimientos de la continuidad del proceso tecnológico, caracterizado por grandes parámetros (velocidad, potencia, capacidad de información). En esta etapa se desarrollan los grandes modelos de Estaciones Totales, GPS.

Este libro tiene el propósito de establecer el conjunto de especificaciones básicas para evaluar trabajos topográficos existentes, fundamentalmente en lo que respecta a las normas de exactitud y precisión, tomando en cuenta metodologías empleadas, existencia de registros, interconexión con sistemas existentes, permanencia de marcas y su recuperación, y utilidad de dichos trabajos. En segundo lugar, persigue fijar las bases generales que normen la ejecución de trabajos topográficos a nivel nacional.

EL AUTOR

CAPÍTULO I

Planimetría

1.1. Aspectos generales de la topografía

1.1.1. Historia de la Topografía

La topografía proviene de las palabras griegas *topos*: lugar y *graphein*: describir.

Es la descripción y representación gráfica de un lugar, siendo considerada un arte en la parte que respecta al dibujo en el papel de todos los accidentes de la superficie terrestre, y considerada una ciencia, en la parte que respecta a la evaluación e interpretación cualitativa y cuantitativa de las mediciones necesarias al cálculo, que va a permitir el dibujo correcto de la "representación del Lugar".

Mucho antes de dejar la vida nómada, el hombre cuando se desplazaba ya utilizaba señales en el suelo, unas naturales y otras artificiales conocidas por "informes de marcha", para orientarse y tener la garantía de saber llegar a su destino.

Actualmente casi todas las personas utilizan este sistema, en letreros toponímicos con indicación de distancias a destinos, en carreteras, en faros ópticos o electrónicos o aún, para los geodestas, marcos o vértices geodésicos.

Esas señales están diseminadas por todo el mundo y algunas muy antiguas constituyen aún hoy misterios, que difícilmente se pueden solucionar.

Así, si recorremos zonas como Stonehenge (Inglaterra), Carnac (Francia), Almendras (Évora) y otros locales como El Egipto y el Incatão, encontramos Minas misteriosas de piedras con distribución curiosa que, a lo más, son "informes", pudiendo el mismo tener significado astronómico.

Era lógico que los inventores de estas señales les quisiesen comunicar a sus semejantes que tenían que utilizar tales caminos y que, por tanto, hiciesen croquis, plantas, mapas, etc, de esos trayectos.

El catastro de las propiedades, en el sentido de "registro de tierras", solo aparece cuando el hombre se estacionó en la tierra para ser labrador. De esa fecha en adelante necesitó de un calendario para sus culturas.

En el Imperio Hitita la Topografía era una profesión de peritos.

En el Imperio Babilónico, la Topografía alcanzó tal forma que fue creado un puesto especial: "Guardias de las Reales Piedras de Extremos".

La Biblia habla de la topografía, poniendo en boca de diversos profetas alusiones a trabajos de topografía.

Los chinos son los observadores astronómicos más antiguos de que se tiene conocimiento, a través de los informes escritos de misioneros portugueses que tuvieron acceso a esos registros de varios siglos atrás.

Los Griegos consideraban a la Topografía como la ciencia de división de tierras; era por tanto utilitaria. Thales de Mileto, filósofo griego (640 a .n. e.), ya enseñaba a los discípulos que la tierra era esférica y explicaba cuáles eran las causas de los eclipses solares y lunares.

El gran geógrafo de la antigüedad Eratóstenes (275 a 193 a .n. e.) fue el primero en publicar un tratado de geografía, y de calcular científicamente la longitud de la circunferencia terrestre.

Ptolomeu, reuniendo las determinaciones de Longitud y Latitud de lugares conocidos, estableció los fundamentos del método de las proyecciones para la elaboración de cartas geográficas, contribuyendo de manera incalculable a la divulgación de la geografía.

Estrabon, que vivió entre 63 a.n. e. y 24 d.n. e. escribió una síntesis geográfica de todos los estudios anteriores (17 volúmenes). Esta geografía fue dada como desaparecida en el incendio de la biblioteca de Alejandría, fue recobrada y traducida para idiomas vivos en el renacimiento.

Los romanos se distinguían en el catastro. El propio Julio César se hacía acompañar en sus expediciones guerreras de geómetras y agrimensores que indicaban los valores de las tierras ocupadas, de manera que pudiera permitir que el tributo a aplicar a los pueblos vencidos fuese lo más justo posible, proporcional a las tierras de las que disponían.

En la edad Media nada se adelantó en el aspecto del conocimiento científico, por lo menos en Europa. Sin embargo, la civilización árabe evolucionó en dicho ámbito en este período.

Fue en el reinado de Alfonso rey de Castela llamado el "Sabio", que era dotado de un espíritu de exactitud, que se tradujo para el latín el "Almagesto" desde la versión árabe, que era uno de los mejores libros Griegos.

Más tarde aparece el telescopio de Galileo o de Kepler, Newton (Mecánica Celeste), Desechos (sistemas de coordenadas), Flanmteed (cálculo diferencial), Neper (logaritmos), y otros que permitieron avanzar en la ciencia de la observación de los astros, que más tarde facilitó el desarrollo de la topografía y la geodesia.

A finales del siglo XVIII, en Portugal tuvieron inicio los trabajos de triangulación fundamental, que duró hasta 1863.

Actualmente los teodolitos de alta precisión, los teodolitos acoplados a distanciómetros electro-ópticos, modernos fotorestituidores e instrumentos de ortoproyección, dibujo automático, giroteodolitos, Estaciones Totales y GPS transformaron en científica una técnica otrora artesanal.

1.1.2. Estudio de la Geodesia y la Topografía

La Geodesia es la ciencia que estudia la forma y dimensiones de la tierra, o sea, conocer la posición relativa de los puntos que nos converjan, cualesquiera que ellos sean.

Para conseguir los objetivos anteriormente expuestos, se distribuyen sobre la superficie objetos de estudio, puntos convencionalmente situados, denominándose los mismos puntos de control geodésicos, a partir de los cuales se deduce la forma y dimensiones de un territorio y de todo el globo terráqueo.

Para situar estos puntos del control geodésico, es necesario colocarlos en una superficie de referencia, que podrá ser real o arbitraria, dicha superficie de referencia se obtiene prolongando el nivel medio del mar (NMM) por debajo de los continentes, y así obtendríamos una superficie de referencia con el mismo potencial en todos sus puntos, que se denomina Geoide, de forma irregular e imposible de representar matemáticamente. Este Geoide de forma irregular y desconocida se adapta

aproximadamente a un elipsoide de revolución, achatado por los polos o esferoide. Como el geoide es desconocido, no se puede aceptar como superficie de referencia, y es por eso que lo que se ha hecho es adoptar una superficie de referencia, y esta suele ser el esferoide.

Topografía

La Topografía es la ciencia que se encarga del estudio de la superficie física (terrestre) de la tierra desde el punto de vista geométrico. El resultado fundamental a que se llega en el estudio topográfico de la superficie terrestre lo constituyen los mapas topográficos y los perfiles, es decir, los documentos gráficos que reflejan, visualmente y con la exactitud requerida, los objetos y sectores de la superficie.

Para cumplir con su cometido la topografía se encarga del estudio de los métodos necesarios para llegar a representar la superficie terrestre con todo sus detalles naturales, o creados por la mano del hombre, así como el conocimiento y manejo de los instrumentos que se precisan para este fin.

Por lo anteriormente expuesto podemos decir que todo estudio de ingeniería fundamentalmente es un trabajo topográfico: el trazado de una carretera, el replanteo de un ferrocarril, la apertura de un túnel o creación de una mina (a cielo abierto o subterránea), etc.; además de otras consideraciones, constituyen esencialmente un problema de topografía aplicada, también lo es la implantación de un regadío con el trazado de sus acequias y desagües, el abanclado del terreno y los planos de urbanismo.

Relación de la topografía con otras ciencias

La topografía como ciencia tiene relación con todas las ramas del saber humano. Una gran relación la tiene con la geodesia y la cartografía, pues si pretendiéramos levantar una pequeña zona, no existiría inconveniente de considerarla plana, pero si la zona del levantamiento es grande, por ejemplo, una nación o una parte considerable de ella, en la que por obligación hay que considerar la curvatura terrestre, se tiene que entrar en los dominios de la geodesia y la cartografía.

También existe una significativa relación entre la topografía y las ciencias geográficas: geomorfología, geobotánica, hidrología, etc.; ya que la topografía le ofrece los resultados de sus investigaciones en forma de mapas topográficos y perfiles, además ella trabaja con los resultados de las ciencias geográficas, para satisfacer uno de los requisitos fundamentales de los mapas topográficos, que es mantener en el mapa la correspondencia geográfica con la naturaleza.

El surgimiento de la fototopografía condicionó una estrecha relación entre la topografía y la fotogrametría, disciplina técnico - ingeniera que estudia los métodos de mediciones de diferentes objetos, incluyendo los topográficos, a partir de sus representaciones fotográficas.

Las reglas y procedimientos de la fotogrametría dan la posibilidad, parcial y no integral, de sustituir las mediciones geodésicas en el terreno, que implican grandes trabajos, por las mediciones sobre fotografía aéreas, en condiciones de gabinete.

Las mediciones geométricas necesarias para realizar mapas topográficos se llevan a cabo con equipos e instrumentos de medición, por lo general de gran precisión. Por ello es evidente la relación que existe entre la topografía y el estudio de los instrumentos geodésicos que, a su vez, se basan en las leyes de la mecánica, la óptica y la radio electrónica.

La elaboración de los resultados de las mediciones tanto en el terreno como en el mapa, requiere del conocimiento de la geometría y la trigonometría, por esta causa el italiano Porro, fundador de la taquimetría y creador de la casa constructora de instrumentos topográficos "La Filotécnica", de Milán, designaba a la topografía con el nombre de "Geometría Aplicada".

Por último debe señalarse que cada vez se vuelve más significativa la relación entre la topografía, la electrónica, la cibernética y la computación.

Esto se debe lógicamente, al deseo de automatizar, tanto los procesos de levantamientos, como la confección de mapas topográficos, así como la obtención de información a partir de los mapas ya terminados.

1.2. Forma de la tierra

1.2.1. Fuerzas que actúan

Cada partícula de materia de la tierra es atraída hacia otras partículas por la fuerza de la gravitación. Sobre la superficie terrestre, la dirección de la resultante de todas estas fuerzas es aproximadamente hacia el centro de masa de la tierra. Las variaciones en la densidad de la tierra afectan a la dirección de esta resultante. Estos efectos se observan especialmente en las proximidades de las montañas o de las islas que se elevan desde las profundidades del océano, siendo entonces la resultante desplazada hacia estas grandes masas. Cada partícula de materia que no está situada en el eje de la tierra es también empujada hacia afuera, perpendicularmente al eje terrestre, como consecuencia de la fuerza centrífuga debido a la rotación de la tierra. La resultante de la gravitación y de la fuerza centrífuga combinada es conocida como fuerza de la gravedad (véase fig. 1.1, p. 18). Debido a la componente de la fuerza centrífuga, la dirección de la gravedad no es hacia el centro de masa de la tierra, sino que está desviada ligeramente hacia el plano del ecuador, excepto, naturalmente, en los polos y el ecuador.

Como la fuerza centrífuga es mayor en el ecuador, la tierra, que es algo fluida, toma la forma general de un elipsoide de revolución. La rigidez, y las diferentes densidades de la corteza, impiden la formación de una figura matemática perfecta.

1.2.2. Superficie de nivel

Una superficie de nivel es una superficie continua, situada en cualquier posición perpendicular a la acción de la gravedad. Una superficie de este tipo tiene fundamentalmente la forma de un elipsoide de revolución; debido a que la dirección de la gravedad es afectada por las concentraciones de masa locales, una superficie de nivel, aunque continua, es a veces irregular.

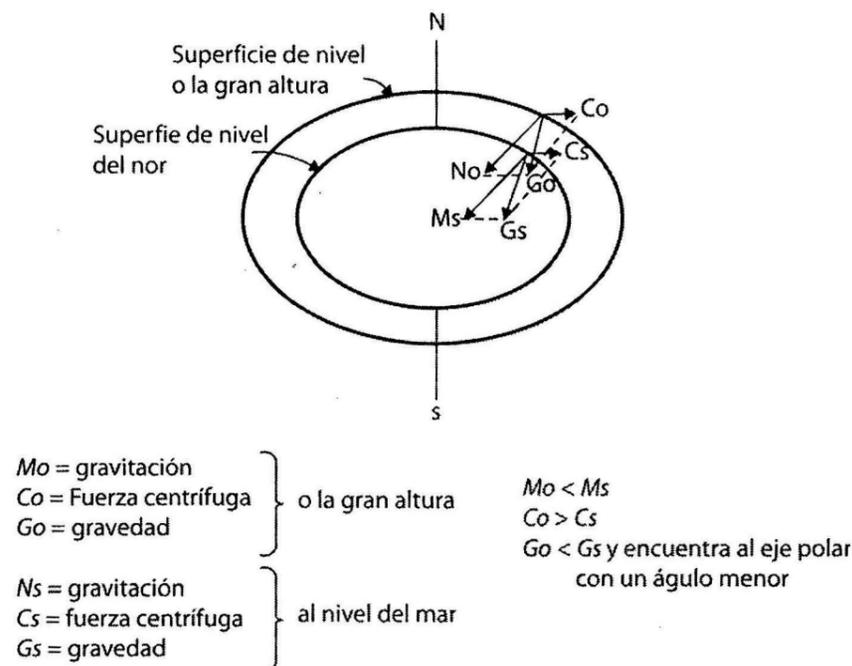


Fig. 1.1. La resultante de la gravitación y de la fuerza centrífuga combinada.

Las superficies de nivel no son paralelas. A gran altura la gravitación es menor, y como la velocidad debido a la rotación es mayor, la fuerza centrífuga es mayor. La resultante, por lo tanto, apunta más

hacia el plano del ecuador que la resultante correspondiente a menor altitud. Las superficies de nivel, a mayores altitudes, son, por lo tanto, más elípticas que a alturas inferiores y, de acuerdo con ello, tienden a estar más próximas en los polos.

La superficie del agua tranquila tiene que ser siempre perpendicular a la gravedad y, por lo tanto, es por definición una superficie de nivel. La superficie media del mar es aproximada a una superficie de nivel y de hecho en los trabajos topográficos se considera así. Las ligeras desviaciones del nivel se producen fundamentalmente debido a las corrientes oceánicas, las variaciones en la densidad del agua y las variaciones locales de la presión barométrica.

La altura del nivel medio del mar se mide con un mareógrafo, instalado en aguas razonablemente tranquilas, en las proximidades de la costa. Una instalación de este tipo proporciona un registro continuo de la altura del agua con relación a un índice. Este índice está unido a unos puntos que están en su cercanía por nivelaciones.

El nivel medio del mar puede ser, por tanto, considerado como una superficie que se extiende a través de la superficie terrestre.

1.2.3. El geoide

La figura del nivel medio del mar recibe el nombre de geoide. Es a esta figura a la que se refieren la nivelación y las observaciones astronómicas.

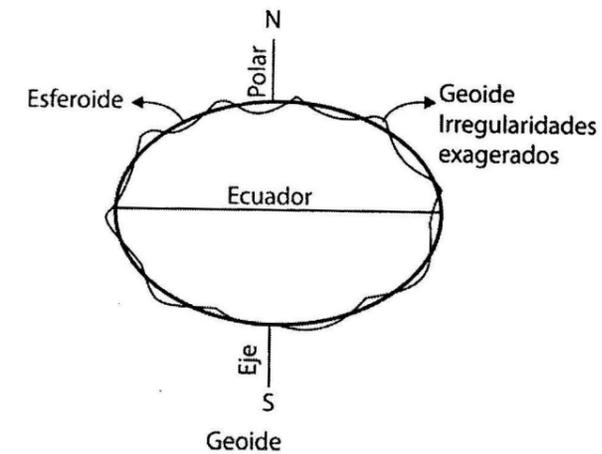


Fig. 1.2. El geoide.

Una observación astronómica que se utilice en Topografía determina fundamentalmente dos cosas:

1. Las coordenadas del punto de la esfera celeste en que la dirección de la gravedad local incide sobre ella. Debe recordarse que cuando se nivela un instrumento se hace coincidir el eje vertical con la dirección de la gravedad. El cenit, por tanto, es la dirección local de la gravedad proyectada sobre la esfera celeste. Las medidas realizadas y las operaciones trigonométricas dan las coordenadas celestes del cenit. Estas se trasladan a las coordenadas terrestre, latitud y longitud astronómica.
2. El acimut de una señal medida es un plano perpendicular a la gravedad.

Por tanto, la latitud, la longitud y el acimut determinados astronómicamente, dependen de la dirección local de la gravedads y son referidos, por tanto, al geoide.

Las observaciones recientes hechas por satélites han demostrado que la forma de la tierra es la de una pera.

1.2.4. El esferoide o elipsoide de referencia

Las medidas topográficas horizontales para el control fundamental se reducen siempre a sus equivalentes sobre el geode. Los ángulos horizontales se miden automáticamente en un plano horizontal; las medidas de longitudes inclinadas se reducen a sus equivalentes horizontales; y las efectuadas a grandes alturas (alturas) se reducen a sus equivalentes al nivel medio del mar.

Puesto que es imposible calcular un cierre topográfico o establecer un sistema coordenado sobre una superficie irregular como el geode, ha de elegirse una superficie matemática, de modo que represente aproximadamente la forma del geode de manera que pueda superponerse, con un error despreciable, que las medidas sean hechas sobre esta superficie en lugar del geode.

Puede utilizarse un plano en el levantamiento de una pequeña superficie, pero para un levantamiento amplio debe utilizarse una superficie que se aproxime más al geode.

Esta figura es generada por una elipse que gira sobre un eje menor, que coincide con el eje de la tierra. Han sido sugeridos y utilizados numerosos esferoides. En Cuba se utiliza el esferoide de Clarke de 1866 como superficie de referencia. Las dimensiones de este elipsoide son:

Semieje ecuatorial = 6 37 8206,4 m

Semieje polar = 6 35 6538,8 m

En el esferoide, como superficie de revolución, se denominan meridianos a las secciones producidas en ella por cualquier plano que contenga al eje de revolución. En los esferoides todos los meridianos serán elipses aplastadas iguales entre sí, o mejor dicho semielipses, por no considerar sino la mitad de la misma que contiene el punto que se considera y limitada por el eje menor, y se denominan paralelos a las circunferencias producidas por la intersección del esferoide con planos perpendiculares a su eje; evidentemente el centro del círculo de cada paralelo será la interacción de su plano con el eje de revolución. Al paralelo mayor, que contiene el centro del esferoide, se le denomina ecuador, los extremos del eje menor constituyen los polos Norte (N) y Sur (S).

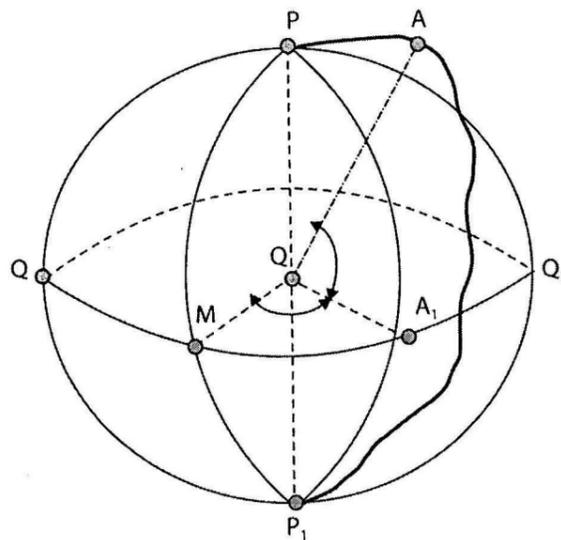


Fig. 1.3. Representación del elipsoide de referencia.

Finalmente podemos decir que no hay que confundir geode con esferoide; el primero es una superficie física y real, mientras que el segundo es una superficie arbitraria que sirve de fundamento para el cálculo de la situación de los puntos geodésicos y para determinar con respecto a ella la configuración del geode.

1.3. Coordenadas geográficas

La posición de los puntos en la superficie terrestre se caracteriza por la distancia de los puntos buscados con respecto a los planos de partida y a las líneas que determinan el sistema de coordenadas. Una de las coordenadas es la altura absoluta H_a , que muestra la separación del punto dado en la tierra de su proyección horizontal en una superficie de nivel.

Analicemos el sistema de coordenadas que determina la posición de la proyección en el elipsoide.

El sistema único de coordenada geográfica, aceptado para todo el globo terráqueo, es el de coordenadas geográficas y su esencia consiste en lo siguiente:

Supongamos que la superficie de nivel de la tierra tenga forma de elipsoide (ver fig. 1.3, p. 21) y las normales a ella coincidan con la línea de la plomada. Tomemos en la superficie de la tierra un punto A y tracemos a través de él un plano PAP_1 , el cual intercepte al ecuador QQ_1 en el punto A_1 . Trazamos la normal a la superficie del elipsoide en el punto A. La posición de la proyección horizontal a del punto A en el meridiano PAP_1 se determina por el ángulo j entre la normal Aa y el plano QQ_1 , el cual se llama latitud geográfica del punto A. La posición del meridiano del punto A se determina por el ángulo l , que se forma entre el plano del meridiano que pasa por el punto dado y el plano del meridiano inicial (meridiano cero) PMP_1 . Este ángulo se llama longitud geográfica del punto A.

La latitud geográfica j se mide a ambos lados del ecuador hacia los polos y varía de 0° hasta 90° . La latitud puede ser Norte o Sur, según el punto se encuentre al Norte o al Sur del ecuador. Las longitudes geográficas se miden a ambos lados del meridiano cero y pueden ser Este u Oeste, según se midan hacia la izquierda o hacia la derecha del meridiano inicial y su valor varía de 0° hasta 180° . Como inicial se toma el meridiano que pasa por el observatorio inglés llamado Greenwich, recibiendo el nombre de meridiano de Greenwich. La latitud (j), la longitud (l) y la altura absoluta (H_a) (ver fig. 1.3, p.21) la determinan la posición del punto en la superficie terrestre.

Cuando se explicaba el sistema de coordenada geográfica, se suponía que la normal a la superficie del elipsoide coincidía con la línea de la plomada, que como anteriormente se estudia coincide con la dirección de la fuerza de gravedad. En realidad no existe tal coincidencia como promedio para toda la tierra; la diferencia en las direcciones de la línea de la plomada y la normal es de $3'' - 4''$, alcanzando en algunas regiones hasta decenas de segundos.

Las coordenadas geográficas que están relacionadas a la normal de la superficie del elipsoide se llaman geodésicas, ya que se obtiene de los cálculos geodésicos. Las coordenadas que se relacionan a la línea de la plomada se llaman astronómicas, por eso se calculan en base a las observaciones astronómicas. La diferencia angular entre las posiciones astronómicas y las posiciones geodésicas de un punto recibe el nombre de desviación de la vertical o desviación de la plomada, aproximadamente igual a la diferencia en dirección entre la normal del geode y la normal al esferoide. La diferencia entre las coordenadas geográfica y astronómica es de $3'' - 4''$, que expresada en forma lineal es de aproximadamente 100 m (a un $1''$ le corresponde aproximadamente 31 m). Esto debe tenerse en cuenta cuando se van a utilizar las coordenadas geográficas de los puntos determinadas por el método astronómico.

A pesar de las grandes ventajas del sistema de coordenadas geográficas, esta no es cómoda para la utilización práctica, en particular en los trabajos ingeniero - geodésicos. Las coordenadas geográficas se expresan en unidades angulares, ya que los valores lineales de estas unidades en diferentes partes del elipsoide terrestre son diferentes. Además los cálculos de las coordenadas se dificultan por el volumen de trabajo y la resolución, incluyendo las tareas simples que son muy difíciles.

El sistema más cómodo es el sistema de coordenadas planas rectangulares, sin embargo en este caso hay que proyectar previamente los puntos de la superficie del elipsoide terrestre en un plano determinado y luego en él se construye el sistema de coordenada plana rectangular; esto se logra por medio de las proyecciones cartográficas.

1.4. Coordenadas planas rectangulares

Un punto queda determinado en un plano por sus coordenadas rectangulares X, Y. El eje de las Y se considera como eje principal, el cual es perpendicular al eje de las X. Se le da a las coordenadas los signos $\pm Y$ y $\pm X$, para indicar el sentido de los ejes en que ellas se miden. Por ejemplo (véase Fig. 1.4), las coordenadas del punto P son (+X +Y), las de P' (+X -Y), las de P'' (-X -Y) y las de P''' (-X+Y).

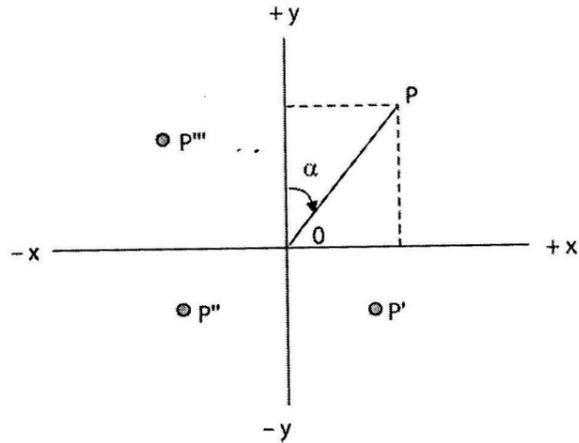


Fig. 1.4. Sistema de coordenadas planas rectangulares.

En Topografía se supone fijo un sistema de ejes coordenados, de modo que las Y positivas están dirigidas hacia el Norte, y las X positivas hacia el Este, como se ve en la fig. 1.4.

La dirección de un radio vector OP, que sale del origen de coordenadas está determinado por el ángulo α que se forma con la dirección positiva del eje de las Y, es decir, contando de +Y a +X, suponiendo que OP coincide primero con OY y que después gira alrededor de O, hacia OX, o sea de izquierda a derecha. A este ángulo se le llama acimut.

Este sistema difiere del habitual en trigonometría por la manera de computar los arcos, cuyo origen, en el sistema de coordenadas trigonométricas, está en el eje positivo de las X y crecen en sentido opuesto a las agujas del reloj, mientras que en Topografía comienzan en el eje positivo de las Y y aumentan en dirección opuesta a la anterior. Además, los cuadrantes en trigonometría se numeran en sentido contrario a las agujas del reloj y en topografía en el sentido de las agujas del reloj, contando en los dos casos desde el superior derecho como primer cuadrante, los otros serán el segundo, tercer y cuarto respectivamente.

En topografía siempre se trabaja en el primer cuadrante, para evitar las coordenadas negativas, esto se logra situando el origen de coordenadas al Suroeste de la porción de la tierra que nos interesa.

1.5. Orientación de las líneas en el terreno. Tareas topográficas

1.5.1. Orientación de las líneas

Orientar una línea significa determinar su dirección con respecto a una de partida. Como partida, en topografía, se toma la dirección del meridiano verdadero (geográfico), el magnético y también la representación del meridiano central (verdadero) de la zona. Se llama meridiano verdadero o geográfico a la línea de intersección de la superficie terrestre con el plano que pasa a través de un punto dado y el eje de giro de la tierra. El magnético es la dirección del eje de la aguja magnética de la brújula situada en un punto dado; el central es el meridiano verdadero medio de la zona, llamado también Norte de cuadrícula.

La dirección del meridiano verdadero se determina por observaciones astronómicas. Puede ser determinado también con ayuda de un giroteodolito, que es un instrumento compuesto por un teodolito, que coincide exactamente con una brújula giroscópica con ayuda de ésta, el cero del limbo horizontal del teodolito puede ser orientado en dirección del meridiano verdadero que pasa por el punto en que está estacionado el giroteodolito.

La dirección del meridiano magnético se determina por la dirección del eje de la aguja magnética. El meridiano magnético como regla no coincide con el verdadero en un punto dado (véase fig.1.5), forma con él un ángulo determinado, llamado declinación magnética (d). Si el extremo Norte de la aguja magnética se inclina hacia el Este del extremo Norte del meridiano verdadero o geográfico, la declinación magnética se llama Este y el signo es negativo, y si la aguja se desvía al Oeste la declinación es Oeste y el signo es positivo. Conociendo la dirección y la declinación magnética de un punto dado se puede determinar la dirección del meridiano verdadero.

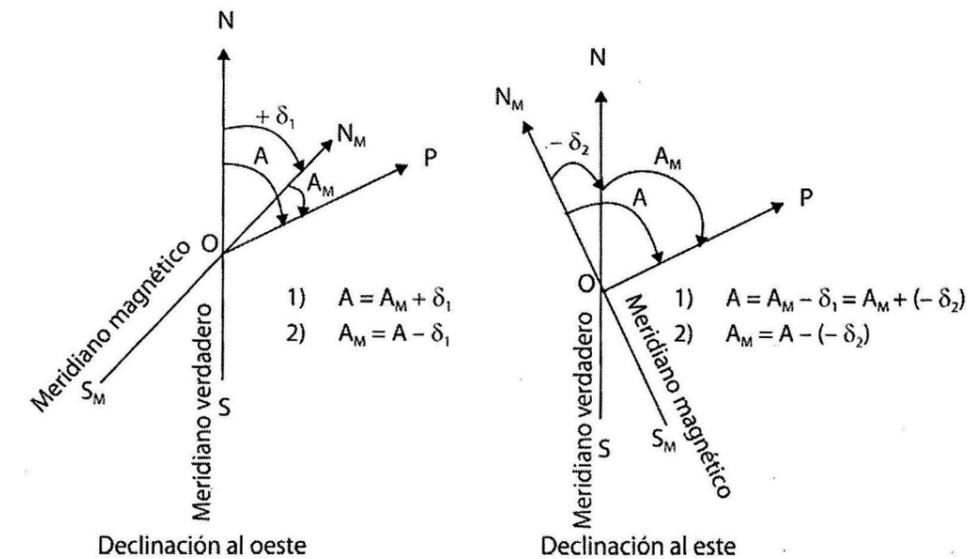


Fig. 1.5. Declinación magnética.

1.5.2. Ángulos de orientación

La posición de la línea con respecto a la dirección de partida se determina por los ángulos de orientación, que se llaman acimut y rumbo.

Se llama acimut verdadero al ángulo horizontal que se mide en el sentido topográfico positivo, a partir de la dirección Norte del meridiano verdadero en el punto dado, hasta una dirección dada. Varía de 0° hasta 360° .

Tomemos en el terreno una línea OB y por el punto O trazamos la dirección del meridiano real (véase fig. 1.6). Se forma el ángulo A, que es el acimut real de la línea OB. Ahora trazamos el meridiano real en el punto B. El meridiano en el punto B no estará orientado hacia el real que pasa por el punto O. Esto se explica porque todos los meridianos, a causa de la forma esférica que tiene la tierra, se interceptan. Trazamos por el punto B una línea paralela al meridiano del punto O. El ángulo que se forma entre estas líneas se llama convergencia de meridiano. Continuamos la línea OB en el punto B; el acimut que se forma A' en el punto B no es igual al acimut A en el punto O y la diferencia de ellos será igual a:

$$\delta = A' - A \quad (1.1)$$

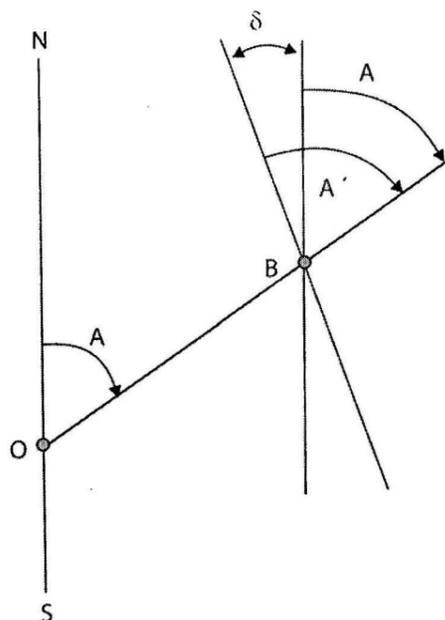


Fig. 1.6. Determinación de la convergencia de meridianos.

De la expresión 1.1 se nota que el acimut de una misma línea recta en diferentes puntos no son iguales y se diferencian en una magnitud igual a la convergencia de meridiano. Para la determinación de la magnitud de la convergencia de meridiano en segundos se utiliza la fórmula aproximada:

$$\theta'' = \frac{l \rho''}{R} \operatorname{tg} \varphi_0 \quad (1.2)$$

$$\theta = \delta \lambda \operatorname{sen} \varphi_0 \quad (1.3)$$

donde:

l : Longitud del arco de la paralela entre los meridianos que pasan por los puntos extremos de la línea.

R : Radio de la Tierra.

φ_0 : Latitud del punto medio de la línea orientada.

$\Delta\lambda$: Diferencia de las longitudes de los puntos extremos de la línea.

El ángulo AZ en el punto O se llama acimut directo y el ángulo AZ, en el punto B se llama acimut inverso de la línea OB (ver fig. 1.7, p. 31), y viceversa el ángulo AZ, se llama acimut directo y el ángulo AZ acimut inverso de la línea BO. Por consiguiente el acimut inverso de la línea OB se calcula por la fórmula siguiente:

$$AZ' = AZ + \beta \pm 180^\circ \quad (1.4)$$

Se suma 180° si $(AZ + \beta)$ es menor de 180° , y se resta cuando $(AZ + \beta)$ es mayor de 180° .

Se llama acimut magnético al ángulo horizontal que se mide en el sentido topográfico positivo a partir de la dirección Norte del meridiano magnético en el punto dado, hasta una dirección dada. El acimut magnético varía de 0° a 360° . Por consiguiente, él se diferencia del verdadero solamente en la dirección inicial, es decir, en la primera lectura.

Acimut topográfico o plano se llama al ángulo horizontal que se mide entre el segmento norte de la meridiana que pasa por el punto O, o norte del eje de la Y y una alineación cualquiera OA, variando desde 0° a 360° en el sentido topográfico positivo (véase fig. 1.7, p.31). El trabajo con este ángulo es muy cómodo, ya que siempre el acimut directo será igual en cualquiera de los puntos de la línea, es decir, en el punto A o en la prolongación de la línea OA en el punto B y el inverso será igual al directo más o menos, $(\pm) 180^\circ$ ($AZ_1 = AZ_D \pm 180^\circ$) (ver fig.1.8, p.31).

En la fig. 1.7 se muestra la ubicación de los acimutes según su cuadrante topográfico.

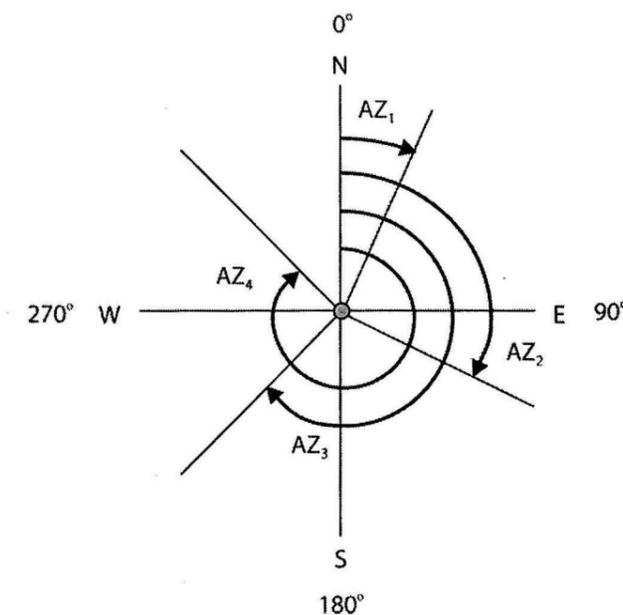


Fig. 1.7. Representación del acimut en todos sus cuadrantes.

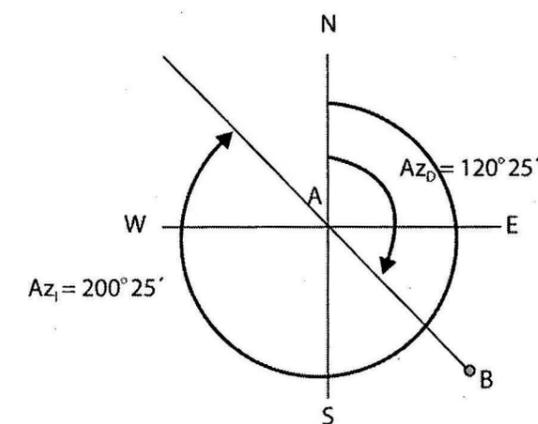


Fig. 1.8. Determinación del acimut directo e inverso.

De acuerdo a la definición, todas las alineaciones cuyos acimutes están comprendidos entre 0° a 90° estarán situados en el primer cuadrante topográfico; las comprendidas entre 90° a 180° en el segundo cuadrante topográfico, entre 180° a 270° , en el tercero; y entre 270° a 360° , en el cuarto cuadrante topográfico.

Este concepto de acimut es estrictamente topográfico, ya que en Geodesia tiene otro significado.

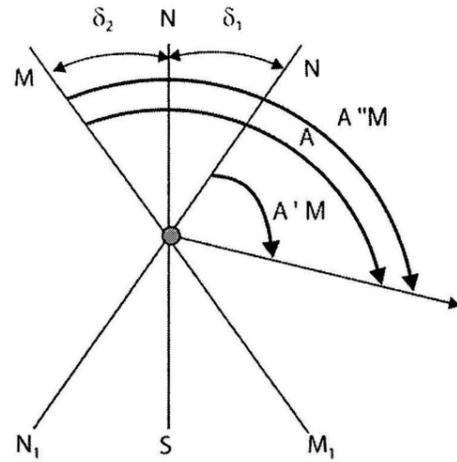


Fig. 1.9. Relación entre los ángulos de orientación.

Relación entre los ángulos de orientación

De la figura 1.9, se tiene que: NS -dirección del meridiano central, NN₁ - dirección del meridiano magnético situado al Este del meridiano central, por tanto, la declinación será δ₁ y MM₁ -dirección del meridiano magnético situado al Oeste del meridiano central, por tanto, la declinación será -δ₂. De la figura se ve que si la declinación magnética está al Este del meridiano central, el acimut verdadero será igual al magnético más el valor absoluto de la declinación magnética.

$$AZ = AZ'_m + |\delta_1| \quad (1.5)$$

Pero si la declinación está al Oeste, el acimut verdadero será igual al magnético menos el valor absoluto de la declinación magnética.

$$AZ = AZ'_m - |\delta_2| \quad (1.6)$$

Como regla se puede plantear que, independientemente de la situación de la declinación magnética respecto al meridiano central, es decir, al Oeste o al Este del mismo, el acimut verdadero se puede calcular como la suma algebraica del acimut magnético más la declinación magnética, es decir:

$$AZ = AZ'_m + \delta \quad (1.7)$$

La declinación magnética no es constante para un lugar fijo, ya que se ha comprobado que varía con el tiempo a razón de 3 - 4' por año, la misma varía de lugar a lugar y las líneas trazadas sobre la superficie terrestre, en las cuales existen las mismas declinaciones, se llaman líneas isógonas. Por tanto, la línea isógona cero es aquella en que la declinación es cero, es decir, que coincide el meridiano geográfico de la tierra y el magnético; esta línea también se llama agónica.

La declinación magnética sufre también variaciones diurnas y su magnitud varía de 6' - 8'. Además existen otras causas que hacen variar la dirección de la aguja magnética, entre las cuales po-

demus señalar: las tormentas o perturbaciones magnéticas, el campo producido por corrientes eléctricas y por la acción de masas minerales magnéticas que pueden ocasionar grandes desviaciones de la dirección de la aguja.

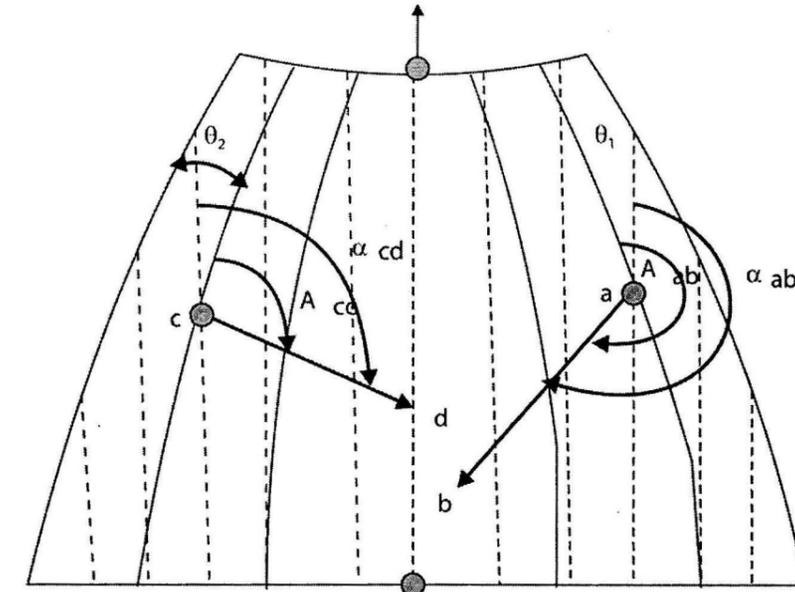


Fig. 1.10. Trazas de los meridianos verdaderos.

Ahora veremos la dependencia que existe entre el acimut plano o topográfico en el plano de la proyección cónica conforme a Lambert. En la fig. 1.10 se muestran, con líneas gruesas, las trazas de los meridianos verdaderos, y con líneas finas, las líneas verticales de la red de coordenadas, las cuales son paralelas al eje meridiano o meridiano central de la zona. Tomando dos direcciones: ab - situada al Este del eje meridiano central de la zona y otra cd - situada al Oeste, en la figura veremos que el ángulo A_{ab} y A_{cd} son los acimuts verdaderos, y los ángulos α_{ab} y α_{cd} son los acimuts planos o topográficos de éstas líneas. Evidentemente, el acimut verdadero se diferencia del acimut plano en una magnitud igual a la convergencia de meridiano Θ₁ y Θ₂. Por esta razón para calcular el acimut plano α_{ab} de la línea situada al Este del eje meridiano, se puede restar del acimut verdadero A_{ab} la convergencia de meridiano Θ₁: α_{ab} = A_{ab} - Θ₁, y para calcular el acimut plano α_{cd} de la línea situada al Oeste del eje meridiano, se le añade al acimut verdadero A_{cd} la convergencia de meridiano Θ₂: α_{cd} = A_{cd} + Θ₂.

Si la convergencia de meridiano en los puntos está situada al Este del eje meridiano o meridiano central de la zona, se le añade el signo más, y si está situada al Oeste el signo menos; el acimut plano o topográfico siempre se puede calcular algebraicamente por la diferencia que existe entre el acimut verdadero de la línea y la convergencia de meridiano del punto dado con respecto al eje meridiano de la zona.

$$\alpha = AZ - \theta \quad (1.8)$$

1.5.4. Rumbo. Rumbo directo y rumbo inverso

Se llama rumbo al ángulo formado entre la meridiana, contando desde el norte o el sur, en el sentido topográfico positivo o negativo y una alineación de forma tal que el ángulo formado sea menor o igual a un ángulo recto. De acuerdo con esta definición, los rumbos se denominan por las letras del

cuadrante en que se encuentre la alineación, o sea, se interpone al valor angular el segmento desde el cual parte; que puede ser el norte o el sur, y poniéndolo a continuación del valor numérico del ángulo, E o W, el cual sitúa la alineación en el cuadrante correspondiente.

A manera de ilustración, en la fig. 1.11, el rumbo de la línea OA será N 30° 42' E.

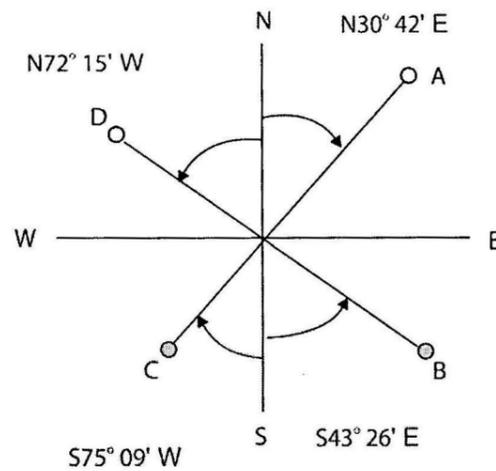


Fig. 1.11. Representación del rumbo según su cuadrante.

Rumbo directo de la línea AB es el que se mide desde el extremo A hasta el extremo B, y rumbo inverso de la alineación AB el que se mide desde el extremo B hasta el extremo A. Tienen el mismo valor angular, pero son diametralmente opuestos (fig. 1.12).

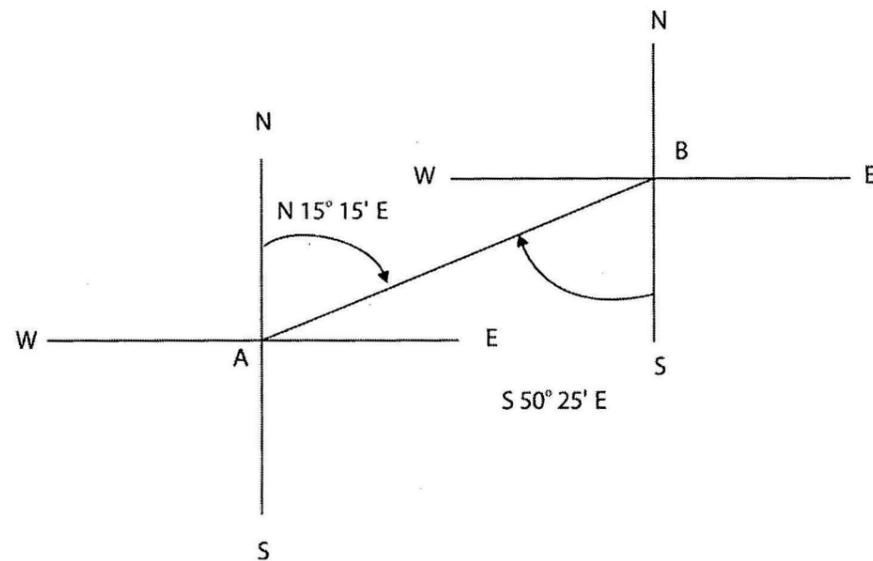
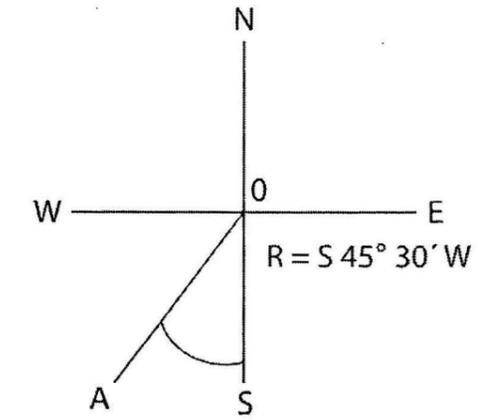


Fig. 1.12. Determinación del rumbo directo e inverso.

El rumbo y el acimut se relacionan según el cuadrante topográfico (tabla 1.1). En la figura que a continuación se muestra, está representado el acimut de la alineación AB; para hallar el rumbo de dicha alineación tendremos que restar 180° al acimut.

$$R(A-B) = AZ(A-B) - 180^\circ = 225^\circ 30' - 180^\circ = S 45^\circ 30' W \quad (1.9)$$

Como está situado en el tercer cuadrante, la orientación será Sur - Oeste.



El rumbo inverso tendrá el mismo valor angular que el rumbo directo, pero cambiando el cuadrante por el directamente opuesto, o sea, R (I) = N 45° 30' E.

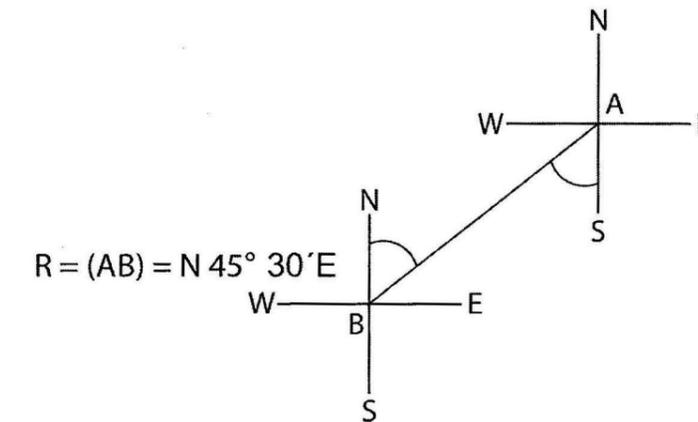


Tabla 1.1. Relación entre rumbo y acimut

Relación entre ellos	I cuadrante (NE)	II cuadrante (SE)	III cuadrante (SO)	IV cuadrante (NO)
Rumbo y Acimut	$R_1 = AZ$	$R_2 = 180^\circ - AZ$	$R_3 = AZ - 180^\circ$	$R_4 = 360^\circ - AZ$
Acimut y Rumbo	$AZ = R_1$	$AZ = 180^\circ - R_2$	$AZ = 180^\circ + R_3$	$Z_4 = 360^\circ - R_4$

En la tabla 1.1 vemos la relación que existe entre el rumbo y los acimutes verdadero, magnético y plano. En este caso solamente utilizamos la anotación del acimut plano o topográfico.

El rumbo depende del extremo de la alineación en que se mida, es decir por los extremos A y B de la alineación AB (véase fig. 1.11), si consideramos que estamos determinando el rumbo con respecto al norte de cuadrícula, el eje Norte -Sur en el punto A será paralelo al eje Norte -Sur en el punto B, por tanto si observamos la figura nos damos cuenta que el rumbo directo (R_d) es igual al rumbo inverso (R_i) por alterno interno, pero queda en el cuadrante diametralmente opuesto, por tanto si queremos saber el rumbo inverso solamente tenemos que cambiar las letras que señalan el cua-

drante en que se encuentra, es decir, si por ejemplo en la figura $R_D = 20^\circ 15'$, el rumbo directo será N $20^\circ 15'$ E y el inverso S $20^\circ 15'$ W, es decir, cambiamos la N por la S y la E por la W.

De igual forma si queremos calcular el acimut inverso de esta alineación y sabiendo que:

$$AZ_i = AZ_D \pm 180^\circ \quad (1.10)$$

tendremos que:

$$AZ_i = 20^\circ 15' + 180^\circ = 200^\circ 15'$$

En dependencia de la dirección inicial, el rumbo puede ser verdadero, magnético y topográfico o plano.

Como sabemos, todas las tablas de funciones trigonométricas naturales están confeccionadas para valores angulares de 0° a 90° , es decir, que cualquier valor que se tenga se convierte al primer cuadrante y es por esta razón que es más cómodo trabajar con los rumbos.

1.6. Tarea topográfica

Existen en la práctica topográfica dos tareas que se nos pueden presentar: la directa y la inversa.

1.6.1. Tarea topográfica directa

En esta tarea se conocen las coordenadas del primer punto X_1 y Y_1 , la distancia horizontal entre el primero y el segundo punto (d) y el acimut plano o topográfico α_{1-2} de la línea 1-2 y es necesario calcular las coordenadas del punto 2, es decir, X_2 y Y_2 .

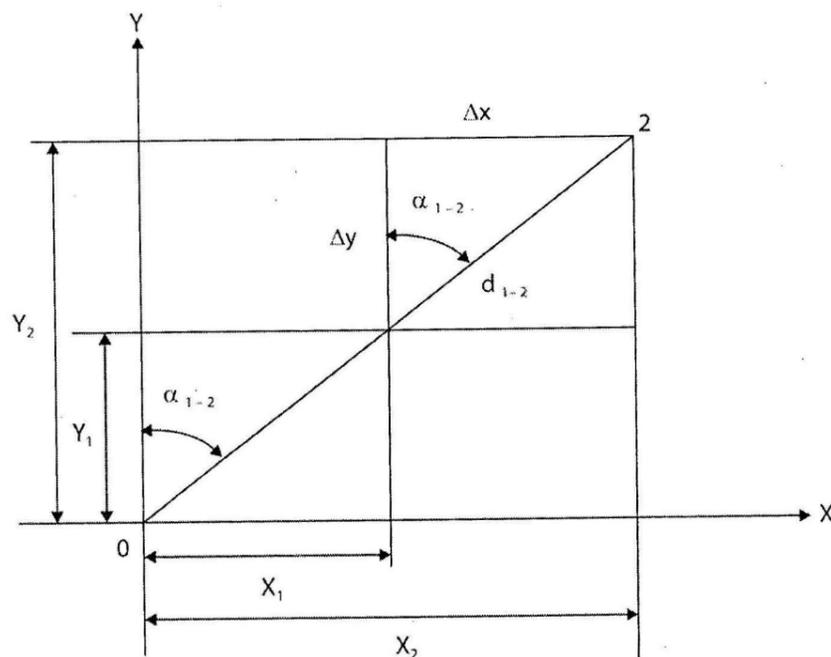


Fig. 1.13. Tarea topográfica directa.

Proyectamos los puntos 1 y 2 en los ejes coordenados (véase fig. 1.9, p. 32). La proyección de la distancia d sobre el eje X es igual a:

$$\Delta X = X_2 - X_1 \quad (1.11)$$

y en el eje Y:

$$\Delta Y = Y_2 - Y_1 \quad (1.12)$$

Del triángulo 1 a 2 tenemos que:

$$\Delta X = d \operatorname{sen} \alpha_{1-2} \quad (1.13)$$

$$\Delta Y = d \operatorname{cos} \alpha_{1-2}$$

y las coordenadas del punto 2 serán:

$$X_2 = X_1 + \Delta X_{1-2} \quad (1.14)$$

$$Y_2 = Y_1 + \Delta Y_{1-2}$$

En dependencia del valor del acimut topográfico, el incremento de coordenada puede tener diferente signo. El signo del incremento se determina del signo de la función trigonométrica (sen o cos) de acuerdo al cuadrante en que se encuentre. En la tabla 1.2 se muestra la dependencia entre el acimut topográfico y el signo del incremento de coordenada.

Tabla 1.2. Acimut según su cuadrante

Incremento de coordenadas	Acimut			
	$0^\circ - 90^\circ$ I cuadrante	$90^\circ - 180^\circ$ II cuadrante	$180^\circ - 270^\circ$ III cuadrante	$270^\circ - 360^\circ$ IV cuadrante
Δx	+	+	-	-
Δy	+	-	-	+

1.6.2. Tarea topográfica inversa

En este caso se conocen las coordenadas de los puntos 1 y 2, es decir, X_1, X_2 y Y_1, Y_2 , y se desea determinar el acimut topográfico α_{1-2} de la línea 1-2 y la distancia horizontal (d) entre ellos.

El signo de los incrementos de coordenadas se calcula fácilmente de las coordenadas de los puntos 1 y 2.

Conociendo los incrementos de coordenadas $\Delta X = X_2 - X_1$ y $\Delta Y = Y_2 - Y_1$ se puede calcular la tangente del ángulo α_{1-2} :

$$\operatorname{tg} \alpha_{1-2} = \frac{\Delta X}{\Delta Y} = \frac{X_2 - X_1}{Y_2 - Y_1} \quad (1.15)$$

por tanto:

$$\alpha_{1-2} = \operatorname{tg}^{-1} \frac{\Delta X}{\Delta Y}$$

El valor angular obtenido de la tangente de la tabla de funciones trigonométricas naturales es el ángulo r_{1-2} ; para calcular el valor del acimut plano o topográfico es necesario saber los signos de los incrementos de coordenadas, es decir, saber el signo de las funciones trigonométricas (seno y coseno), por ejemplo si ΔX tiene el signo menos y ΔY el signo más. Por tanto, evidentemente $\text{sen } \alpha_{1-2}$ es negativo y el $\text{cos } \alpha_{1-2}$ es positivo, por consiguiente, la dirección se ubica en el IV cuadrante, y el acimut topográfico se calcula por la fórmula $\alpha_{1-2} = 360^\circ - r_{1-2}$ (véase la tabla 1.1).

Luego de determinar el valor de $\text{sen } \alpha_{1-2}$ y el $\text{cos } \alpha_{1-2}$, pasamos a determinar la distancia horizontal (d) entre los dos puntos, por las fórmulas siguientes:

$$\alpha_{1-2} = \text{tg}^{-1} \frac{\Delta X}{\Delta Y}$$

$$\alpha_{1-2} = \text{tg}^{-1} \frac{\Delta X}{\Delta Y}$$

La distancia también la podemos calcular por el teorema de Pitágoras en el triángulo rectángulo 1 a 2:

$$d = \sqrt{\Delta X^2 + \Delta Y^2} \quad (1.16)$$

Como conclusión, queremos plantear que de todo lo visto podemos decir que en topografía siempre se trabaja en el primer cuadrante topográfico, es decir, que las coordenadas planas rectangulares X y Y de todos los puntos siempre serán positivos y además para determinar los signos (\pm) en los incrementos de coordenadas nos apoyamos en los cuadrantes trigonométricos, enumerando los cuadrantes trigonométricos igual que los topográficos y también se hace coincidir el eje Norte - Sur con el eje de la Y.

1.7. Cálculos de los acimuts planos o topográficos de los lados de los polígonos

Conocemos el acimut plano en el lado inicial α_1 y todos los ángulos de dirección w de la poligonal (véase fig. 1.14), los cuales los vamos a considerar por ahora sin errores.

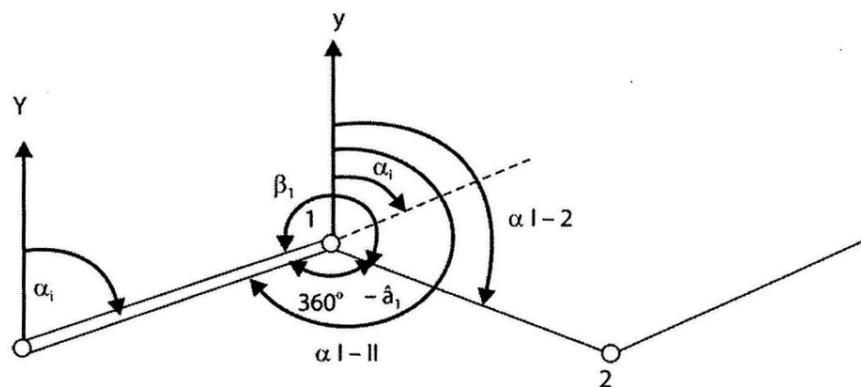


Fig 1.14. Determinación de los acimut topográficos o planos.

Se necesita calcular el valor del acimut de todos los lados del polígono. Si conocemos el acimut del lado inicial α_1 y el primer ángulo derecho del polígono β_1 , entonces podemos calcular el acimut α_{1-2} del lado 1 - 2.

Para esto prolongamos la dirección inicial en el punto 1 de la figura 1.14 y se desprende que:

$$\alpha_{1,2} = \alpha_{1,1} - \beta_1 \quad (1.17)$$

$$\alpha_{1,2} = \alpha_1 + 180^\circ \quad (1.18)$$

por lo tanto:

$$\alpha_{1,2} = \alpha_1 + 180^\circ + \beta_1$$

Se siguen calculando los acimuts de las demás líneas de la misma forma.

Continuando el análisis, obtenemos la fórmula general:

$$\alpha_{i+1} = \alpha_{i,j} \pm 180^\circ - \omega_i \quad (1.19)$$

$$\alpha_i = \alpha_1 + n \cdot 180^\circ - \sum_{j=1}^i \omega_j \quad (1.20)$$

donde:

α_1 : Acimut inicial.

α_i : Acimut final.

i : Número del ángulo a través del cual se determina el acimut.

n : Cantidad de ángulos en el polígono.

Cuando medimos los ángulos izquierdos de la poligonal (véase fig. 1.10), las fórmulas 1.19 y 1.20 tomarán la forma siguiente:

$$\alpha_{i+1} = \alpha_{i,j} \pm 180^\circ + \omega_i \quad (1.21)$$

$$\alpha_i = \alpha_1 + n \cdot 180^\circ + \sum_{j=1}^i \omega_j \quad (1.22)$$

Como cada ángulo derecho es el complemento del izquierdo hasta 360° , por consiguiente para el cálculo del acimut del lado posterior es necesario sumarle al acimut anterior 180° y restarle el ángulo derecho entre estas líneas, o al acimut del lado posterior restarle 180° y sumarle al ángulo izquierdo entre estos lados.

Para el cálculo de los acimuts de los polígonos cerrados se tiene la posibilidad de un control más seguro de los cálculos del acimut final y se puede, apoyándonos en el ángulo ω_1 , calcular el acimut inicial. Si el valor del acimut calculado α_{1-2} es igual al α_{1-2} dado como dato inicial, los cálculos fueron realizados correctamente.

En los polígonos abiertos, se tienen dos lados conocidos: uno de partida y otro de llegada (véase fig. 1.13) el control del cálculo del acimut se realiza por la fórmula 1.12 y como el valor de α_1 lo conocemos de mediciones más exactas (en nuestro caso podemos calcular el acimut final, partiendo de las coordenadas de los puntos finales, por la tarea topográfica inversa), entonces la comparación del valor obtenido y del cálculo da la posibilidad de controlar los cálculos.

Como conclusión podemos dar la fórmula general siguiente:

$$\alpha_{1-2} = \alpha_i \pm \omega \pm 180^\circ \quad (1.23)$$

Será $+\omega$ si el ángulo queda a la izquierda del recorrido, y $-\omega$ si queda a la derecha. Si $\alpha_i \pm \omega > 180^\circ$, se le resta 180° , y si $\alpha_i \pm \omega < 180^\circ$, se le suma 180° .

1.8. Escala y precisión. Relación entre escala y precisión

Escala

Se llama escala a la relación de una magnitud medida en el plano y su homóloga en el terreno:

$$E = \frac{d}{D} = \frac{1}{D/d} \quad (1.24)$$

donde:

d : Es la distancia medida en el plano.

D : Es la medida en el terreno.

El numerador es 1 y el denominador se escoge de manera que sea un número sencillo seguido de ceros, o sea, 2 500, 5 000, 10 000, etc. Por ejemplo, 1:5 000 significa que cada unidad medida en el plano representa 5 000 unidades medidas en el terreno. Esto es: 1m en el plano equivale a 5 000 m en el terreno, 1cm en el plano equivale a 5 000 cm en el terreno, etcétera.

Ejemplos

- 1) Se ha medido sobre un plano, a escala 1:25 000, una distancia ab de 0,30 m, y se quiere conocer la correspondiente distancia AB en el terreno.

Sabemos que:

$$E = \frac{ab}{AB} = \frac{1}{AB/ab} = \frac{1}{25\,000}$$

de donde:

$$\frac{ab}{AB} = \frac{0,30}{AB}$$

$$AB = 0,30 \cdot 25\,000 = 750,00 \text{ m}$$

Vemos entonces que para hallar la distancia en el terreno basta multiplicar la distancia en el plano por el denominador de la escala del mismo. La distancia en el terreno tendrá las mismas unidades que la distancia en el plano, en este caso, en metros.

- 2) Se ha medido una distancia AB en el terreno de 100,00 m y se quiere representar sobre un plano a escala de 1:500. ¿Qué longitud tendrá la distancia AB en el plano?

Sabemos que:

$$E = \frac{ab}{AB} = \frac{1}{AB/ab} = \frac{1}{500}$$

de donde:

$$\frac{ab}{AB} = \frac{1}{500} = \frac{ab}{100,00}$$

$$AB = 0,2 \text{ m}$$

Vemos que para obtener la distancia que debe tener dicha línea en el plano hay que dividir la distancia AB del terreno por el denominador de la escala del plano. La distancia en el plano tendrá las mismas unidades que la distancia en el terreno, en metros.

Precisión

Se llama precisión a la relación que existe entre el error y la distancia en la cual cometemos el error.

$$P = \frac{e}{D} = \frac{1}{D/e} \quad (1.25)$$

Ejemplo:

- 1) Se ha medido una distancia en dos oportunidades que nos da como resultado 130,42 m y 130,54 m; el valor promedio será 130,48 m, que es el representativo de ambos, y el error con que queda esta cantidad fue de 0,06 m, por sí solo no dice nada, por lo tanto trataremos de encontrar que distancia habrá que medir para el error, siendo la unidad (1m); de acuerdo con esto:

$$P = \frac{0,06}{130,48} = \frac{1}{130,48/0,06} = \frac{1}{2\,175}$$

Esto significa que será necesario medir una distancia de 2 175 m para que el error cometido sea de 1m.

Relación entre escala y precisión

La relación entre escala y precisión tiene gran importancia, porque permite calcular la escala de un plano en base a los errores que se han introducido durante el proceso de levantamiento, cálculo y proyecto futuro.

Si el 90 % de los puntos que se sitúan en un plano, se hacen con un error de 0,0008 m, no puede ser considerado como plano topográfico. Si el error es de 0,8 mm, el error medio cuadrático de todos los puntos será:

$$EMC = \frac{0,0008}{1,64} = 0,0005 \text{ m}$$

donde: 1,64: Relación entre el error medio cuadrático y el error máximo para un intervalo de confianza del 90 %.

De todo lo anterior expuesto se desprende que si la escala es función de los errores del levantamiento y del proyecto, la escala será:

$$E = \frac{e_1}{e_2}; e_2 = e_1 M$$

donde:

M : Denominador de la escala del plano.

e_1 : 0,0005 m (constante) en el plano.

e_2 : Error en el terreno.

Por tanto:

$$P = \frac{e_2}{D}; e_2 = PD$$

De ahí que:

$$P = 0,0005 \frac{M}{D}$$

Fórmula que relaciona la precisión en un levantamiento con la escala del plano.

Ejemplos de cálculo

- 1) Si la precisión que se obtiene en un levantamiento es de 1:2000; calcule la escala que debe tener el plano si la distancia máxima fue de 1 743,60 m.

Solución:

$$M = \frac{1}{2000} \frac{1743,60}{0,0005} = 1743,60$$

donde: $E = 1:1743,60$

Esta escala no es recomendable para un plano, por lo que hay que aproximarla a $E_1=1:1500$ o $E_2=1:2000$. Como D_{\max} y e_1 son constantes, hay que hacer un análisis de las escalas posibles.

Si se toma 1:1500, se recalcula la precisión y se obtiene el valor 1:2335, o sea, para $E_1=1:1500$, $P_1=1:2335$. Muy superior a la obtenida en el proceso de campo.

Si se toma la escala 1:2000 y se recalcula la precisión, se obtendrá 1:1744, o sea, para $E_2=1:2000$, $P_2=1:1744$, por debajo de la obtenida en el proceso de campo, pero que se encuentra del lado de la seguridad, ya que le estaremos atribuyendo al plano una calidad menor de la que tiene en realidad.

Es importante aclarar que la precisión no puede aumentarse por procedimientos analíticos, solo puede ser incrementada mejorando el método de trabajo, el instrumental y el personal de campo, por lo que la mejor solución será tomar para la confección del plano la escala $E_2=1:2000$

- 2) Se necesita un plano para un proyecto minero a una escala tal que permita determinar la distancia en el terreno con un error no mayor de 0,05 m. Determine la precisión con que debe hacerse el trabajo y la escala con que debe dibujarse el plano del proyecto, si la distancia máxima es de 500,00 m.

Solución:

$$P = \frac{1}{D_{\max}/e_2} = \frac{1}{500,00/0,05} = \frac{1}{10000}$$

Y la escala del plano correspondiente a esta precisión será:

$$M = 110000 (500,00/0,0005) = 100$$

$$E = \frac{1}{M} = \frac{1}{100}$$

También podía haberse hallado la escala en función de los errores permisibles del terreno (0,05m) y el del plano (0,0005).

$$E = \frac{1}{0,05/0,0005} = \frac{1}{100}$$

Con la precisión que hemos obtenido, podremos tener un criterio para escoger el instrumental, personal y método de trabajo.

Si la comisión de campo obtuviese una precisión $P_2=1:7500$, entonces tendrá que repetirse el trabajo, ya que ésta no cumple los requisitos del problema. Si la comisión obtiene una precisión de $P_2=1:11200$, entonces se acepta la misma.

- 3) Se tiene un plano a escala 1:2000. Determine la precisión con que debe replantearse la obra, si la distancia máxima es de 274,00 m.

$$e_2 = 0,0005; M = 0,0005(2000); e_2 = 1m$$

$$P = \frac{1}{D_{\max}/e_2} = \frac{1}{274,00/1,00} = \frac{1}{274}$$

A la hora de replantear debemos tomar la distancia máxima, pues para distancias más pequeñas se necesita menor precisión.

1.9. Errores de las mediciones

El término error debe diferenciarse del término equivocaciones cuando estamos trabajando en topografía. Las equivocaciones, llamadas también errores groseros pueden evitarse si se trabaja con cuidado; sin embargo los errores, como dependen de causas ajenas a la pericia del observador, son inevitables.

Las equivocaciones son grandes en comparación con la magnitud que se mide, mientras que los errores son prácticamente muy pequeños.

Cuando se mide una línea con cinta, si nos equivocamos en el conteo del número de la cintada, podemos decir que nos hemos equivocado, sin embargo si no se aprecia la fracción de metro, decímetro o centímetro en la última cintada, se ha cometido un error.

1.9.1. Errores sistemáticos y errores accidentales

Se llama errores sistemáticos al error que se produce debido a una causa determinada, que obliga a cometerlo siempre según una ley fija. Se conocen en magnitud y signo y pueden ser eliminados conociendo la ley por la cual se rigen.

Los errores accidentales pueden ser personales, instrumentales y naturales.

Los primeros son provocados por la imperfección o ajuste defectuoso de los instrumentos de medición. Las limitaciones de los sentidos del hombre, tacto y vista originan los llamados errores personales, y los naturales se producen por circunstancias externas, tales como la temperatura, humedad, etcétera.

Cálculo del error medio cuadrático

El error medio cuadrático es el valor más probable de una medición aislada y se expresa por la fórmula siguiente:

$$m = \pm \sqrt{\frac{\sum l_i^2}{n-1}} \quad (1.26)$$

donde:

r : Errores aparentes.

n : Número de mediciones.

Ilustrémoslo con un problema:

Se ha medido una distancia 5 veces, obteniéndose los siguientes valores observados. Se quiere calcular m y la precisión.

$$X_1 = 245,32 \text{ m}; X_2 = 245,37 \text{ m}; X_3 = 245,25 \text{ m}; X_4 = 245,38 \text{ m}; X_5 = 245,43 \text{ m}.$$

$$\bar{X}_{\text{media}} = \frac{X_1 + X_2 + X_3 + X_4 + X_5}{5} = 245,37 \text{ m}$$

Tabla 1.3. Cálculo del error medio cuadrático lineal

N	r (cm)	r (cm)	r ² (cm) ²
1	-0,05	-5	25
2	+0,10	+10	100
3	-0,12	-12	144
4	+0,01	+1	1
5	+0,06	+6	36
	$\sum r_i = 0$	$\sum r_i = 0$	$\sum r_i^2 = 306$

$$E_v = \pm \frac{m}{\sqrt{n}} = \pm \frac{0,06}{\sqrt{5}} = 0,03 \text{ m} \quad (1.27)$$

$$m = \pm \sqrt{\frac{306}{5-1}} = \pm 0,06 \text{ m} \quad (1.28)$$

$$m = \pm \sqrt{\frac{306}{5-1}} = \pm 0,06 \text{ m} \quad (1.29)$$

Se ha medido un ángulo en seis ocasiones, dando los resultados siguientes:

$$X_1 = 73^\circ 44'; X_2 = 73^\circ 45'; X_3 = 73^\circ 44'; X_4 = 73^\circ 44'; X_5 = 73^\circ 44'; X_6 = 73^\circ 4'$$

Tabla 1.4. Cálculo del error medio cuadrático angular

N	x-X	r (min)	r ² (min) ²
1	73°44',5 - 73°44'	+0',5	0',25
2	73°44',5 - 73°45'	-0',5	0',25
3	73°44',5 - 73°44'	+0',5	0',25
4	73°44',5 - 73°46'	-1',5	2',25
5	73°44',5 - 73°43'	+1',5	2',25
6	73°44',5 - 73°45'	-0',5	0',25
		$\sum r_i = 0$	$\sum r_i^2 = 5',50$

$$\bar{X}_{\text{media}} = \frac{X_1 + X_2 + X_3 + X_4 + X_5 + X_6}{6} = 73^\circ 44',5$$

$$m = \pm \sqrt{\frac{5',50}{6-1}} = \pm 0',7$$

$$E_v = \frac{m}{\sqrt{n}} = \pm \frac{0',7}{\sqrt{6}} = 0',3$$

$$\text{Precisión: } P = E_v = 0',3$$

$$X_{\text{media}} = 73^\circ 44',5 \pm 0',3$$

1.10. Clasificación de los teodolitos. Verificación y corrección

La variación de la exactitud de la medición de los ángulos, mediante la construcción de un mismo tipo de instrumento, está relacionado con el cambio de las dimensiones de los instrumentos, por eso algunas veces se divide en grandes, medianos y pequeños, entendiéndose por esta denominación no solo las denominaciones de los instrumentos, sino también la precisión de sus resultados.

Por su designación, los instrumentos goniométricos se dividen en tres tipos principales:

- Instrumentos cuya designación principal es medir los ángulos horizontales (teodolitos), que permiten además medir los ángulos verticales con menor precisión;
- Círculos verticales cuya función es medir los ángulos verticales;
- Instrumentos universales: están designados para medir con la misma exactitud los ángulos horizontales y verticales.

Los instrumentos universales también se utilizan en los trabajos geodésicos, pero principalmente se utilizan para las determinaciones astronómicas. Los círculos verticales se utilizan solo en las determinaciones astronómicas de carácter especial.

Las características principales de estos instrumentos son:

- Los diámetros de los círculos goniométricos y el valor de sus divisiones;
- Los tipos de nonios o micrómetros y el valor constructivo de su división;
- La construcción y ubicación del anteojo y también los datos que la caracterizan;
- El sistema de ejes verticales de rotación del instrumento.

Los instrumentos goniométricos modernos se pueden dividir en dos grupos: Instrumentos con círculos metálicos y teodolitos ópticos. Los teodolitos ópticos utilizan círculos goniométricos de cristal, las imágenes de los trazos de los círculos horizontales y verticales se trasladan de ellos al campo visual de un microscopio con ayuda de un sistema óptico especial. Para las lecturas en ellos se utiliza el micrómetro óptico.

Los teodolitos ópticos para las mediciones de gran precisión de los ángulos tienen dimensiones relativamente pequeñas y poco peso. Todo esto coadyuva a la gran difusión de estos en los trabajos geodésicos.

Los teodolitos ópticos también se dividen de acuerdo con su precisión y dimensiones en grandes, medianos y pequeños.

Los teodolitos ópticos grandes se utilizan para la medición de los ángulos en los trabajos de gran precisión (triangulación y poligonometría de 1er y 2do órdenes). Dentro de este tipo de instrumento se encuentran los teodolitos ópticos OT-02M, T2, T3 y otros. Estos instrumentos se destinan para las observaciones astronómicas (medición de ángulos horizontales y verticales), y para las mediciones geodésicas en los puntos de las redes de triangulación de 1er y 2do órdenes, con distancia entre ellos menor de 20 km.

Verificación y corrección de los teodolitos

Para las mediciones de los ángulos horizontales se tiene que cumplir las siguientes condiciones de los ejes del teodolito:

- Si el eje general no se encuentra vertical después de haber nivelado el instrumento, indica que el nivel está descorregido;

- Si el eje transversal no es perpendicular al eje general, encontrándose este vertical, indica que el eje transversal está inclinado;
- Si el eje de colimación no es perpendicular al eje transversal, encontrándose este horizontal, el eje de colimación está inclinado, existiendo error de colimación.

Además, es necesario que se cumplan otras condiciones como son:

- El hilo vertical del retículo sea perfectamente vertical, para que al bisecar un punto en cualquier posición de este hilo no se cometan errores;
- El eje de colimación de la plomada óptica coincida con el eje general, para que la vertical donde se cortan los planos verticales pase por el centro del punto donde está situado el instrumento.

En los instrumentos reiteradores y para los trabajos de semiprecisión y precisión hay que comprobar que al mover la escala del micrómetro en todo su recorrido esta cubra la menor división del limbo, de lo contrario existirá un error que será necesario calcular.

Por lo anteriormente explicado, cuando se comienza un trabajo con un determinado teodolito, hay que comprobar si estas condiciones se cumplen, o lo que es lo mismo, realizar las verificaciones y cuando sea necesario y posible realizar las correcciones.

Estas verificaciones y correcciones son las siguientes:

1. Verificación y corrección del nivel.
2. Verificación y corrección del error de colimación.
3. Verificación del eje transversal.
4. Verificación y corrección de los hilos del retículo.
5. Verificación y corrección de la plomada óptica.

1. Verificación y corrección del nivel

Se ha supuesto que un nivel de plataforma queda en posición horizontal al calarse la burbuja; de igual modo, con un nivel montado sobre un instrumento, debe quedar el eje del primero perpendicular al eje vertical de giro del aparato, pero ocurre con frecuencia que a causa del uso no queda el tornillo de corrección en la posición debida.

Un nivel en estas condiciones se dice que está descorregido, y si se coloca sobre una plataforma, al hacerla girar lentamente, llegará el momento en que se cale la burbuja del nivel, se creará entonces que se encuentra horizontal cuando en realidad forma un ángulo, igual al que el eje del nivel forma con el plano en que se apoya.

Para comprobar el nivel, basta, una vez calada la burbuja, levantarlo de su apoyo por un lado, sin tocarlo, volverlo a colocar. Si el nivel está corregido, la burbuja seguirá calada, pero si no lo está, al continuar el eje del nivel formando el mismo ángulo, aunque en sentido opuesto, se desplazará la burbuja a un ángulo doble. El nivel se corrige con los tornillos de corrección; al actuar sobre ellos, se trata de que la burbuja recorra la mitad del camino que señala la descorrección y el eje habrá girado un determinado ángulo y quedará paralelo al plano de apoyo; luego se mueve este hasta que la burbuja recorra la otra mitad y al quedar calada se habrá corregido el nivel y también se habrá puesto la plataforma horizontal. Convendrá, sin embargo, repetir las operaciones hasta comprobar que la burbuja se mantenga centrada en las dos posiciones del nivel.

Los niveles montados en los instrumentos se comprueban y corrigen basándose en el mismo principio del plano inclinado, utilizando, en su lugar, dos tornillos de la plataforma nivelante. Para ello, se coloca el instrumento de manera que el nivel quede en la dirección de los dos tornillos nivelantes, se hacen girar simultáneamente ambos tornillos y en sentido opuesto quedará calada la burbuja. Si ahora se gira el instrumento exactamente 180° alrededor de su eje vertical, la burbuja deberá quedar calada y de no estarlo indicará que el eje del nivel y el eje de giro del instrumento no son perpendiculares.

De igual modo que en el caso anterior, el desplazamiento de la burbuja corresponderá a un ángulo doble de la descorrección del nivel, por lo que se le hará recorrer la mitad del camino actuando sobre el tornillo de corrección del nivel y la otra mitad con los tornillos de la plataforma nivelante, repitiendo la operación cuantas veces se precise.

2. Verificación y corrección del error de colimación

Suponga un teodolito en la estación enfocando a un punto muy lejano. Al transitar el anteojo, el objetivo pasará a ocupar la posición del ocular y viceversa, quedando el anteojo en dirección opuesta; si ahora se hace girar el anteojo 180°, volverá otra vez a la primera posición y se biseca el punto sin más que hacer cabecear el anteojo, pero sin actuar sobre el movimiento acimutal.

Al colimar un punto lejano y transitar el anteojo, el eje de colimación describirá un cono. Al girar el instrumento 180°, pasará el punto a la otra posición y el punto que primeramente se bisecó no quedará colimado.

Para volver a bisecar este punto habrá que darle al teodolito un giro acimutal doble de la descorrección, hasta que ocupe la posición señalada de puntos, ángulo que se medirá con todo cuidado por diferencia de lecturas.

Se hace girar nuevamente el teodolito en sentido contrario y ángulo igual a la mitad del anteriormente medido; el punto se apartará otra vez de la cruz filar y en esta posición intermedia se hará la corrección del eje de colimación, desplazando lateralmente el retículo, sin mover el anteojo, para lo que se actuará convenientemente sobre los tornillos que lo sostienen, moviendo por medio de un pin, hasta conseguir bisecar el punto cubierto por el hilo vertical de la cruz filar.

La falta de perpendicularidad del eje de colimación del anteojo al eje transversal (error de colimación) se verifica prácticamente de la forma siguiente:

- a) Bisecar con el anteojo normal (con el microscopio de lectura al lado derecho) un punto distante (3 km -5 km) y tomar las lecturas en el limbo horizontal (D_1).
- b) Invertir el anteojo a través del cenit (tránsito) y hacer girar la alidada del limbo horizontal 180°, bisecar el mismo punto y tomar las lecturas del limbo horizontal (I_1).
- c) Aflojar el tornillo de fijación del instrumento a la plataforma de nivelación, girar el teodolito hasta aproximadamente 180° y asegurar otra vez el teodolito a la plataforma de nivelación mediante el tornillo de fijación.
- d) Girar la alidada del limbo horizontal hasta 180°, bisecar un punto previamente escogido y tomar las lecturas sobre el limbo horizontal (I_2).
- e) Invertir el anteojo a través del cenit (tránsito), hacer girar la alidada del limbo horizontal 180°, bisecar otra vez el anteojo sobre el mismo punto y tomar las lecturas sobre el limbo horizontal (D_2).
- f) Promediar el valor del doble error de colimación $2C$ de acuerdo con la fórmula siguiente:

$$2C = \frac{[(D_1 - I_1) \pm 180^\circ] + [(D_2 - I_2) \pm 180^\circ]}{2} \quad (1.30)$$

Si el valor del doble error de colimación excede un minuto para el teodolito T2, entonces debe ser eliminado de la manera siguiente:

- a) Se hace girar la alidada y se coloca la lectura calculada de acuerdo con la fórmula $D_1 = D_2 + C$ sobre el limbo horizontal.
- b) Se quita la cubierta del ocular y se afloja ligeramente (mediante 1/6 a 1/10 vueltas) uno de los tornillos instalado verticalmente.

- c) Por medio de un par de tornillos, instalados verticalmente hacer que la cruz del retículo del anteojo coincida con la imagen del punto previamente elegido, y apretar los tornillos. Cuando se haya terminado la corrección, repetir la verificación una vez más y, si es necesario, repetir también la corrección.

En las mediciones de los ángulos horizontales, las variaciones de la diferencia de las lecturas D e I son causadas, no solo por los cambios en el error de colimación, si no por la influencia de la excentricidad sobre las lecturas D e I . Para el valor promedio del ángulo horizontal, medido por los dos limbos, no se toma en cuenta la influencia de la excentricidad.

3. Verificación del eje transversal

Para poder verificar esta condición, es necesario que el eje general del instrumento sea vertical y que el eje de colimación sea perpendicular al eje transversal, para estar seguro de que al cabecear este anteojo, describa un plano y no un cono.

En estas condiciones, si el eje transversal es perpendicular al eje general, como al estar nivelado el instrumento el eje transversal quedará horizontal en cualquier posición, el plano descrito por el eje de colimación estará también vertical. De este modo, al dirigir la visual a la arista vertical de un edificio o a un hilo muy largo que sostenga una plomada, deberán quedar constantemente cubiertos por la cruz filar.

Si al subir o bajar (cabecear) el anteojo se separa la cruz filar de la vertical, el sentido en que se aparte indicará si hay que subir o bajar el cojinete móvil, al que le daremos ligeros desplazamientos hasta conseguir la horizontalidad del eje.

Es esta una descripción poco frecuente en los instrumentos que se manejan con el debido cuidado, en los que muy rara vez es necesario modificar la posición de los cojinetes, cuando no sea causa del maltrato.

Esta verificación puede efectuarse de la manera siguiente:

- Bisecar el anteojo ocular con el microscopio de lectura, al lado derecho y sobre el punto alto del objeto localizado a una distancia de 10 m – 20 m.
- Dirigir el anteojo ocular hacia abajo y marcar sobre el objeto que apunta, cuya imagen coincida con la cruz del retículo del anteojo.
- Bisecar el anteojo con el microscopio de lectura al lado izquierdo, sobre el mismo punto alto del objeto.
- Dirigir el anteojo ocular hacia abajo hasta que la imagen del punto, previamente obtenido, coincida con la línea vertical del retículo del anteojo y marcar sobre el objeto que apunta, cuya imagen coincida con la cruz del retículo del anteojo.

La distancia D entre los puntos marcados sobre el objeto, cuando se dirige el anteojo hacia abajo con el microscopio de lectura al lado derecho y al lado izquierdo, no debe exceder del valor que se va a calcular de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$D = \frac{H}{3500} \text{ cm} \quad (1.31)$$

donde:

H : Distancia entre los puntos escogidos y marcados en centímetros, medido verticalmente.

La eliminación de esta desviación implica el desarme del instrumento y su reparación, la cual se realiza en talleres óptico - mecánicos.

4. Verificación y corrección de los hilos del retículo

Para realizar esta verificación, se coloca el eje general del teodolito en posición vertical y se biseca la línea de una plomada, colocada a una distancia de 4 m - 5 m del teodolito. Si la línea vertical del

retículo no coincide con la dirección del hilo de la plomada, se quita la cubierta del ocular y después se aflojan los tornillos del anteojo, se abre el cuerpo del retículo de modo que la línea vertical del retículo coincida con la imagen del hilo de la plomada. Después de apretar los tornillos se repite este ajuste (corrección) una vez más.

5. Verificación y corrección de la plomada óptica

El proceso para realizar la verificación y corrección de la plomada óptica se lleva a cabo por la siguiente manera:

- Clavar una estaca en el suelo a una distancia de 2 m - 3 m del teodolito y enfocar el anteojo sobre esta estaca. Sin cambiar la inclinación del anteojo, hacer girar el teodolito hasta 180°. En el punto de intersección de la línea visual del anteojo con la tierra, clavar otra estaca en el suelo. Conectar las estacas con un cordel o hilo fuertemente estirado.
- Poner un segundo hilo en la dirección aproximadamente perpendicular al primero, por el mismo método descrito con anterioridad. Si la imagen de las secciones cruzadas, formadas por los hilos (cordones) estirados, no coinciden con la cruz del retículo de la plomada óptica, hacerla coincidir con los tornillos de corrección de la plomada óptica.

1.11. Mediciones angulares

Son las que permiten conocer el ángulo entre dos alineaciones.

Sistemas de medición de ángulos:

- Centesimal.
- Sexagesimal.
- Radial.

Sistema Centesimal

- La circunferencia se divide en 400 grados,
 - cada grado se divide en 100 minutos,
 - cada minuto se divide en 100 segundos.
- $$1^g = 100^m$$
- $$1^m = 100^s$$

Sistema sexagesimal

- La circunferencia se divide en 360 grados,
 - cada grado se divide en 60 minutos,
 - cada minuto se divide en 60 segundos.
- $$1^\circ = 60'$$
- $$1' = 60''$$

Ejemplo:

- 212° _____ al grado
- $212^\circ 08'$ _____ al minuto
- $212^\circ 08,314''$ _____ a la décima de minuto

- $212^{\circ}08'19''$ _____ al segundo
- $212^{\circ}08'19;3$ _____ a la décima de segundo
- $212^{\circ}08'19;32$ _____ a la centésima de segundo

Ejemplos:

$$\begin{array}{r} +40^{\circ}36' \\ \underline{71^{\circ}56'} \\ 112^{\circ}32' \end{array} \qquad \begin{array}{r} +80^{\circ}46,6 \\ \underline{44^{\circ}39,9} \\ 125^{\circ}26,5 \end{array} \qquad \begin{array}{r} +137^{\circ}54'36'' \\ \underline{111^{\circ}32'47''} \\ 249^{\circ}27'23'' \end{array} \qquad \begin{array}{r} +144^{\circ}57'41,6 \\ \underline{206^{\circ}15'43,9} \\ 351^{\circ}13'25,5 \end{array} \qquad \begin{array}{r} +86^{\circ}12'50,14 \\ \underline{13^{\circ}26'26,89} \\ 99^{\circ}39'17,03 \end{array}$$

$$\begin{array}{r} 180^{\circ} - 44^{\circ}16' \longrightarrow -179^{\circ}60' \\ \underline{-44^{\circ}16'} \\ 135^{\circ}44' \end{array}$$

$$\begin{array}{r} 180^{\circ} - 39^{\circ}27,8 \longrightarrow -179^{\circ}60,0 \\ \underline{39^{\circ}27,8} \\ 140^{\circ}32,2 \end{array}$$

$$\begin{array}{r} 180^{\circ} - 114^{\circ}12'06'' \longrightarrow -179^{\circ}59'60'' \\ \underline{114^{\circ}12'06''} \\ 65^{\circ}47'54'' \end{array}$$

$$\begin{array}{r} 180^{\circ} - 99^{\circ}34'12,5 \longrightarrow 179^{\circ}59'60,0 \\ \underline{99^{\circ}34'12,5} \\ 80^{\circ}25'47,5 \end{array}$$

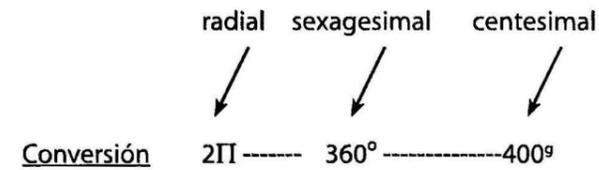
$$\begin{array}{r} -89^{\circ}36' \\ \underline{15^{\circ}50'} \longrightarrow -88^{\circ}96' \\ \underline{15^{\circ}50'} \\ 73^{\circ}46' \end{array}$$

$$\begin{array}{r} 136^{\circ}08'15'' \\ \underline{-12^{\circ}50'37''} \longrightarrow 135^{\circ}67'75'' \\ \underline{-12^{\circ}50'37''} \\ 123^{\circ}17'38'' \end{array}$$

El sistema sexagesimal es empleado en Cuba para la medida de los ángulos. Los instrumentos de medición y las tablas están en este sistema.

Sistema Radial

- La circunferencia se divide en 2π radianes.
- Cuando el ángulo es de 1 radian, eso significa que el radio es igual al arco.



Ángulos Verticales

Los ángulos de elevación son aquellos que se miden a partir del plano horizontal hacia el cenit y varían de 0° - 90° .

Los ángulos de depresión también varían de 0° - 90° , pero se miden a partir del plano horizontal hacia el nadir.

Los ángulos cenitales se miden a partir del cenit hasta el nadir y varían de 0° - 180° .

a) Ángulos verticales cenitales.

Conversión

$$\alpha = 90^{\circ} - Z$$

Ejemplo:

a) $Z = 84^{\circ}$

$$\alpha = 90^{\circ} - 84^{\circ} = 6^{\circ} (+) \text{ elevación}$$

b) $Z = 96^{\circ}$

$$\alpha = 90^{\circ} - 96^{\circ} = 6^{\circ} (-) \text{ depresión}$$

1.12. Métodos para medir ángulos horizontales

1.12.1. Método de repetición

Cuando se mide un ángulo por el método de repetición, se pondrá antes de comenzar el trabajo un valor angular cualquiera mediante la coincidencia del limbo y el nonio, y manteniendo fijo el tornillo de presión de la alidada, se dirige la puntería al primer punto del ángulo a medir. Con esta operación se estará colocando en el punto inicial el valor angular previamente fijado en el limbo y en el nonio. Al fijar el tornillo del eje general y al soltar el de sujeción de la alidada, se gira el instrumento hasta visar el punto final, haciendo la puntería; en este instante se fija el tornillo de presión de la alidada y se suelta el del eje general, se hace retroceder el instrumento hasta la estación inicial; con ello, el ángulo inicial puesto en el instrumento habrá aumentado en un valor igual al ángulo medido.

Se repite la operación, es decir, se aprieta el tornillo del eje general y se suelta el de la alidada, y se dirige de nuevo la puntería al segundo punto, con lo cual se estará leyendo un ángulo doble del propuesto; se puede continuar sucesivamente este trabajo hasta llegar al número N de repeticiones pedidas.

Es de notar que solo se precisa hacer una lectura en el instrumento y esta será la de la última puntería. Si esta lectura acumulada en un número N de veces se divide entre la cantidad de repeticiones hechas, dará el valor del ángulo con una precisión mayor que si se hubiera medido una sola vez.

Tabla 1.5. Registro de campo. Método de repetición

Vértice Ocupado	Vértice Observado	Anteojo	Repetición	Lectura	Valor ½ serie	Promedio de serie
O	A	D	0	00°00'40"		29°28'35"
	B	D	1	29°28'00"	29°28'32"	
	B	D	4	117°54'50"		
	B	I	0	297°54'50"	29°28'38"	
	A	I	4	180°00'20"		

Ángulo medido:

$$V_m = \frac{32'' + 28''}{2} = 35''$$

$$V_p = 29°28'35''$$

$$\alpha_m = \frac{L_f - L_i}{N} \quad (1.32)$$

donde:

L_i : Lectura inicial.

L_c : Lectura de control.

α_m : Ángulo medido.

Ángulos de control:

donde:

L_c : Lectura de control.

L_i : Lectura inicial.

Comprobación:

$$\alpha_c = L_c - L_i$$

$$\alpha_m \approx \alpha_c$$

1.12.2. Método de reiteración

Con este método no es necesario visar el primer punto con una lectura inicial determinada, lo que trae como consecuencia que en estos instrumentos no son necesarios los tornillos del eje general.

Las reiteraciones se hacen combinadas con la regla de Bessel, midiendo primero el ángulo con el anteojo en posición normal (limbo a la izquierda del instrumento), y luego con el anteojo invertido (limbo a la derecha del instrumento, es decir, transitando el anteojo por el cenit), atenuando en gran medida los errores de graduación del limbo al hacerse varias medidas del ángulo en sectores diferentes del mismo. Esto significa que si se hacen dos reiteraciones dividiendo 180° por dos (2), se obtiene que si la primera reiteración comienza aproximadamente por cero (0°), la segunda deberá comenzar alrededor de 90°, es decir, que se aplica la fórmula $\frac{180^\circ}{n}$, donde n es la cantidad de reiteraciones.

El método operativo será:

1. Con el anteojo directo se biseca el punto inicial, para lo cual se fija el tornillo de movimiento general y se aproxima con el de movimiento lento;

2. con el tornillo reiterador se coloca una lectura aproximadamente a 0°00'. Con el tornillo de coincidencia se realiza ésta, y se lee la lectura exacta anotándola en el registro de campo correspondiente;
3. al soltar el tornillo de movimiento general, se gira el instrumento hasta bisecar el segundo punto, fijando el tornillo de movimiento general, y aproximándolo a la forma usual de realizar la colimación;
4. con el tornillo de coincidencia se hace ésta, y se lee y anota la lectura correspondiente al segundo punto en el registro de campo;
5. se transita el anteojo por el cenit (giro a 180°), se suelta el tornillo de movimiento general y se gira el instrumento hasta bisecar nuevamente el segundo punto, esta vez con el anteojo invertido;
6. se realiza la coincidencia correspondiente leyendo y anotando la lectura obtenida (teóricamente debe diferir en 180° exactos de la lectura anterior);
7. se suelta el tornillo de movimiento general, se gira el instrumento hasta bisecar nuevamente el punto inicial (esta vez con el anteojo invertido);
8. se realiza la coincidencia correspondiente leyendo y anotando la lectura (que deberá diferir teóricamente en 180° exactos de la realizada inicialmente con el anteojo directo).

Estos ocho pasos descritos con anterioridad son los que se conocen como una reiteración o una serie.

Para comenzar la segunda reiteración, se mantiene la posición invertida del anteojo y la puntería realizada sobre el punto inicial, y accionando el reiterador se coloca una lectura de aproximadamente 270° 00'. La lectura sobre este punto inicial será la que se obtuvo al hacer la coincidencia correspondiente, y esta será la primera lectura de la segunda reiteración, hasta finalizar en el punto inicial con el anteojo directo.

Tabla 1.6. Registro de campo. Método de reiteración

Est. Ocup.	Est. Obser	Rei-teraciones	Anteojo	Anteojo		Lectura micrómm		Media	Media De l	Dirección	Valor angular
				o	'	I	II				
O	A	1	D	00	00	33	34	33,5	28,5	04",3	76° 14'4",3
	A		I	180	00	23	24	23,5			
	B		D	76	14	40	41	40,5	32,8		
	B		I	256	14	25	25	25			
O	A	2	D	60	05	26	26	26	24,2	57",3	76° 13'57",3
	A		I	240	05	22	23	22,5			
	B		D	136	19	15	15	15	21,5		
	B		I	316	19	28	28	28			
O	AA	3	D	120	00	29	29	29	32,2	03",0	76° 14'3",0
			I	300	00	35	36	35,5			
	B		D	196	14	40	40	40	35,2		
	B		I	16	14	30	31	30,5			

Con el método de reiteración se pueden medir varios ángulos, alrededor de un vértice, al aplicar el método de vueltas al horizonte, que consiste en tomar uno de los puntos como origen, e ir buscando

cada uno de los restantes hasta llegar de nuevo al punto inicial; en él se da la vuelta de campana (vuelta de antejo) y giro de 180° y se reiteran todos los puntos en sentido inverso.

Comparación de los métodos

Tanto en el método de repetición como en el de reiteración intervienen las mismas clases de errores: lectura, puntería, verticalidad y dirección. Sin embargo, en el de reiteración, como se tienen que hacer lecturas en cada uno de los vértices, el error resulta más compensado que en el de repetición, donde se hace solamente las lecturas inicial y final, lo que trae como consecuencia que si el error de una de ellas es grande, su influencia sea considerable en la magnitud del ángulo medido.

El método de repetición es más sencillo en la confección del registro de campo, puesto que únicamente han de anotarse dos lecturas (suponiendo que no se invierta el antejo); además, los casos en que no se precisen vueltas al horizonte son los más recomendados y cómodos de usar.

En la actualidad, el método de reiteración es el más aplicado en todos aquellos trabajos de Topografía de precisión y de Geodesia, en los que se requiera la medición de ángulos con una elevada precisión, ya que en los últimos años se están fabricando teodolitos reiteradores.

1.13. Poligonales con teodolito

La posición de los puntos en la superficie terrestre, se puede determinar por el método de las poligonales. La poligonal consiste en una serie de lados unidos unos a otros, en forma tal que el punto extremo final de cada lado coincide con el punto extremo inicial del lado siguiente. El punto común recibe la denominación de punto poligonométrico o vértice. En cada vértice se mide sucesivamente el ángulo de dirección, a partir del punto precedente hacia el punto siguiente, es decir, en general, a la izquierda de la poligonal tomada en sentido de la medición.

La forma de la poligonal está determinada por las longitudes de los lados y por los ángulos de dirección.

1.13.1. Tipos de poligonales

De acuerdo al tipo de unión con la red de los puntos ya conocidos, las poligonales se dividen en siete grupos, según el modo de orientación y enlace:

- **Poligonales abiertas orientadas en el punto inicial** (fig. 1.15). En el punto final no hay control en las anotaciones topográficas dadas (no tiene comprobación). Estas poligonales tienen uso limitado.

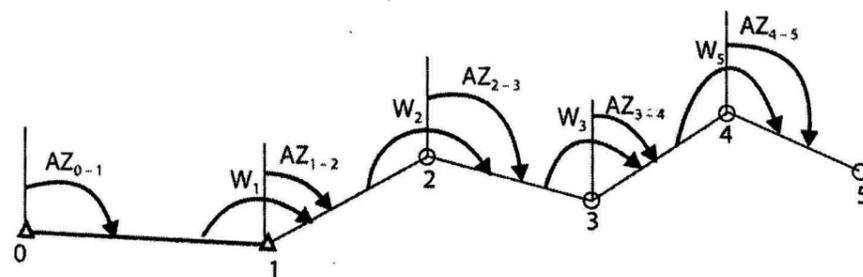


Fig. 1.15. Poligonal abierta.

Poligonales de enlace por dos puntos extremos de dos lados orientados (fig.1.16). Se orientan midiendo el acimut.

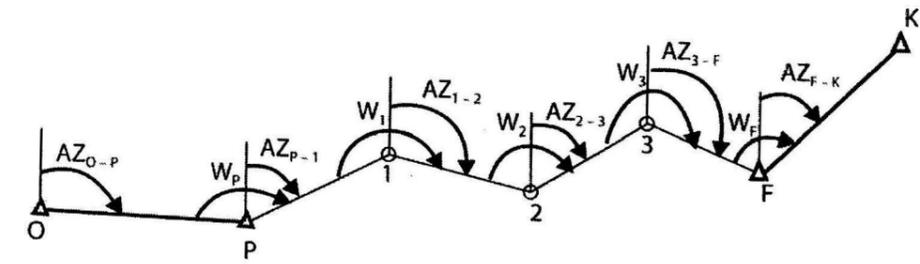


Fig. 1.16. Poligonal de enlace por dos puntos extremos de dos lados orientados.

Poligonales de enlace por dos puntos extremos de un lado orientado (fig. 1.17). Ellas son orientadas midiendo el ángulo en el punto inicial y terminan en un punto conocido, determinado por las mediciones efectuadas anteriormente.

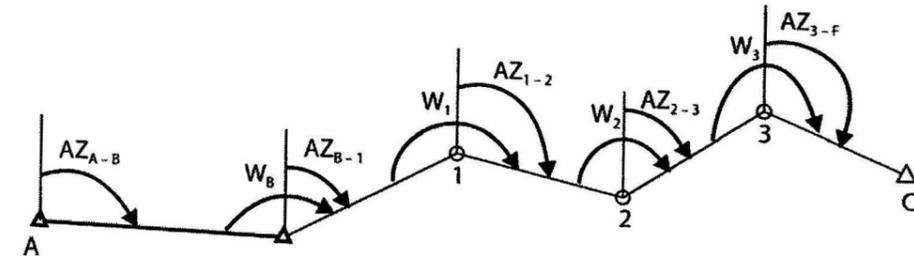


Fig. 1.17. Poligonal de enlace por dos puntos extremos de un lado orientado.

- **Poligonales de enlace por dos puntos extremos sin orientación** (fig. 1.18). Ellas comienzan y terminan en puntos conocidos, sin que se haya medido el ángulo de orientación en los puntos inicial y final. Estas poligonales se orientan indirectamente, mediante cálculo.

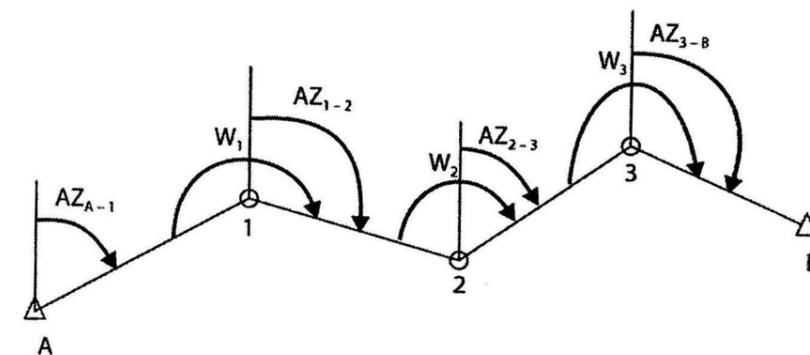


Fig. 1.18. Poligonal de enlace por dos puntos extremos.

- **Poligonales cerradas de rodeo.** Comienzan y terminan en el mismo punto (fig. 1.19).

La poligonal cerrada de rodeo es aquella que parte de un punto de coordenadas (X, Y) y acimut conocido, y se recorre, como su nombre lo indica, rodeando el área objeto de levantamiento, hasta terminar en el punto inicial de referencia.

Se usa para la densificación de zonas y para determinar áreas poco extensas. Como estas poligonales comienzan y terminan en el mismo punto (de coordenadas conocidas) debe cumplirse en ella que:

$$\sum \Delta X = \sum \Delta Y = 0$$

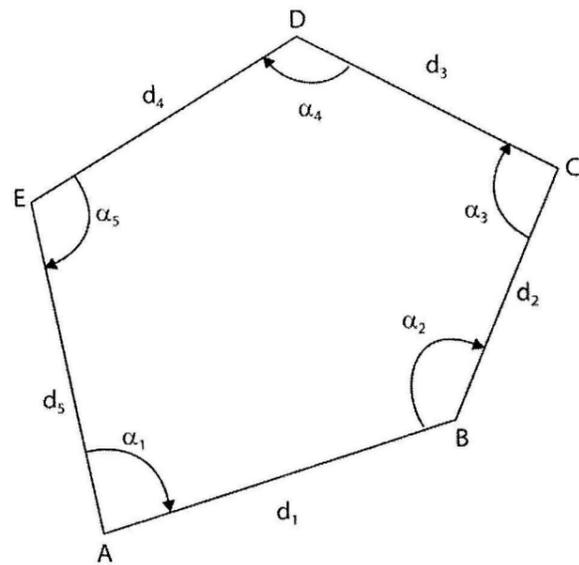


Fig. 1.19. Poligonal cerrada de rodeo.

- **Poligonales cerradas de ida y vuelta.** Las poligonales cerradas de ida y vuelta son aquellas que parten de un punto de coordenadas y orientación conocidas y llegan al otro punto cuyas coordenadas se quieren determinar, regresando al punto de partida y siguiendo un itinerario de vuelta muy similar al de ida (ver fig. 1.20, p. 75).

Se usan en los trabajos en los que solo hace falta conocer las coordenadas de un punto no muy distante del origen. Al igual que en las poligonales de rodeo debe cumplirse que:

$$\sum \Delta X = \sum \Delta Y = 0$$

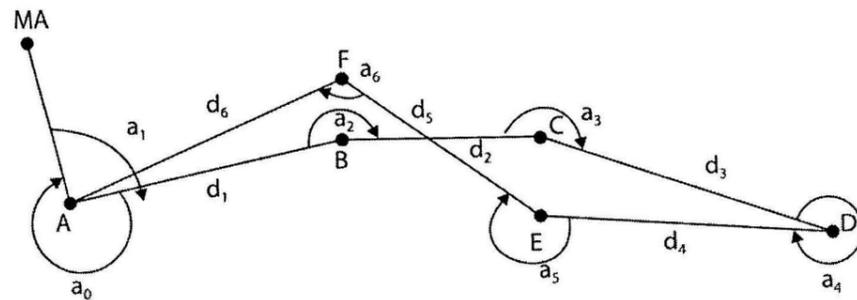


Fig. 1.20. Poligonal cerrada de ida y vuelta.

- **Nudo de poligonal.** Si se une a un punto algunas poligonales que salen de los puntos trigonométricos, se le llama a ese punto *H*; el nudo de poligonales y cada rama de la poligonal debe ser orientada en su comienzo a los puntos trigonométricos u otros puntos de la red geodésica.

El nudo de poligonales es un punto de contacto (nodal) de varias poligonales, en el cual terminan. El punto de poligonales se elige con ventaja en los casos de necesitar reducir las longitudes de las poligonales (y así realmente sobrepasar la longitud permisible, ya que una poligonal larga se subdivide por el nudo en dos poligonales).

En la medición del nudo de poligonales hay que cumplir estos requisitos:

1. La longitud máxima de las poligonales independiente no debe sobrepasar los 8 Km;

2. Las poligonales (y su medición) deben siempre partir de un punto trigonométrico o topográfico, teniendo en los mismos su orientación correspondiente;
3. El nudo no puede ser formado solo por dos poligonales, usualmente se usan tres o cuatro poligonales;
4. la precisión de las poligonales terminadas en el nudo se evalúa según los criterios para poligonales de precisión. La medición de las mismas se ejecuta según los reglamentos para la medición de las poligonales de precisión principales.

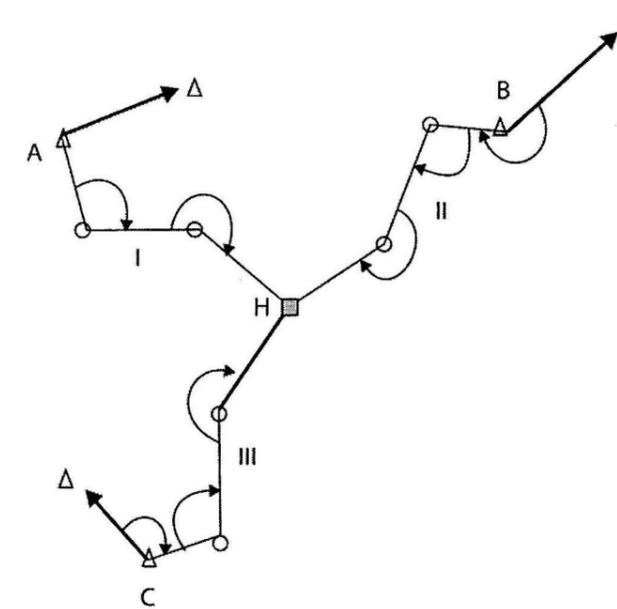


Fig. 1.21. Nudo de poligonales.

1.13.2. Precisión de las poligonales

De acuerdo al grado de precisión que se necesita, las poligonales se dividen en principales, secundarias y corrientes.

A continuación se dan las normas de Geocuba para estos tipos de poligonales:

- **Poligonales de alta precisión:**
Error de cierre angular $10''\sqrt{N}$, Error de cierre lineal $\pm 0,006\sqrt{D}$. El error relativo es mayor que 1:8000.
- **Poligonales de precisión:**

Tabla 1.7. Cálculo de la precisión de las poligonales

Precisión	Principal	Secundaria	Corriente
Error de cierre angular	$20''\sqrt{N}$	$40''\sqrt{N}$	$180''\sqrt{N}$
Error de cierre lineal	$\pm 0,012\sqrt{D}$	$\pm 0,015\sqrt{D}$	1:500
Longitud	10 km	4 km	2 km

Las poligonales de alta precisión y de precisión (principal y secundaria) pertenecen a la red estatal. Las poligonales técnicas no pertenecen a la red estatal. A ella pertenecen las poligonales taquimétricas con la precisión usualmente requerida.

Las longitudes se miden en casi todos los casos con Estaciones Totales, GPS, Distanciómetros electrónicos u otros.

1.14. Cálculo de las poligonales según el fin que persigue el levantamiento

1.14.1. Cálculo de una poligonal cerrada de rodeo

En la figura 1.22 y la tabla 1.8 (p.78) se muestran el croquis y el registro de una poligonal de rodeo.

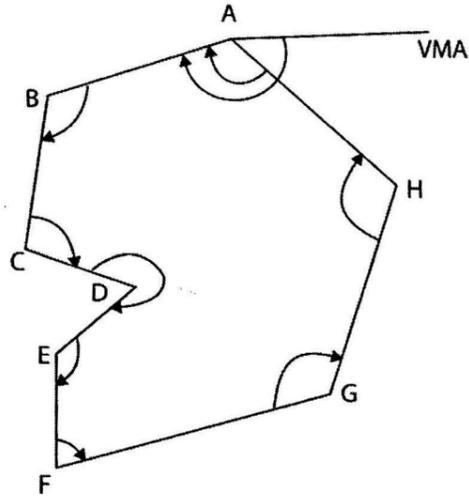


Fig. 1.22. Croquis de una poligonal de rodeo.

Tabla 1.8. Registro de campo de una poligonal cerrada de rodeo

Vértice ocupado	Vértice observado	Anteojo	Lecturas	Promedio	Valor angular	Distancia
A	MA	D	00°02' 180°02'	02'	175°13'	26,72
	B	I	175°16' 355°14'	15'		
B	A	D	00°03' 180°03'	03'	140°12'	74,92
	C	I	140°15' 320°15'	15'		
C	B	D	00°00' 180°00'	00'	97°07'	47,46
	D	I	97°07' 277°07'	07'		
D	C	D	00°00' 180°00'	00'	300°03'	28,02
	E	I	300°03' 120°03'	03'		
E	D	D	00°01' 180°01'	01'	144°33'	107,52
	F	I	144°34' 324°34'	34'		
F	E	D	00°00' 180°00'	00'	18°06'	179,70
	G	I	18°06' 198°06'	06'		

G	F	D	00°02' 180°02'	02'	148°16'	52,80
	H	I	148°19' 328°17'	18'		
H	G	D	00°04' 180°04'	04'	111°19'	60,90
	A	I	111°23' 291°23'	23'		
A	H	D	00°02' 180°02'	02'	120°22'	
	B	I	120°24' 300°24'	24'		
Σ					1079°58'	578,04

La primera y única comprobación de campo consiste en determinar si el error de cierre angular que se ha cometido en la medición de los ángulos de dirección es inferior al error de cierre permisible, para lo cual se determina:

Sumatoria de los ángulos (interiores) = $aa + ab + ac + ad + ae + af + ag + ah = 1\ 079^{\circ}\ 58'$

Es de notar que el ángulo MAB no aparece en la sumatoria, por no ser ángulo interior de la poligonal; este solo servirá para enlazar esta poligonal al sistema de coordenadas planas rectangulares empleado.

Como la poligonal es cerrada, se debe cumplir que:

$$\Sigma \text{ ángulos interiores} = 180^{\circ} (n-2)$$

$$\Sigma \text{ ángulos exteriores} = 180^{\circ} (n+2)$$

donde: n : Número de vértice de la poligonal. Aplicando a nuestro caso:

$$\Sigma \text{ ángulos interiores} = 180^{\circ} (8 - 2) = 1\ 080^{\circ}$$

La no coincidencia de este valor con la suma de los ángulos interiores observados en el campo es precisamente el error de cierre angular cometido.

$$\text{El error de cierre angular} = \text{valores observados} - 180^{\circ} (n-2)$$

Esta fórmula da en magnitud y signo el valor del error cometido, por lo que la corrección será igual en magnitud, pero de sentido contrario al error. En este caso:

$$\text{El error de cierre angular} = 1\ 079^{\circ}\ 58' - 1\ 080^{\circ} = -00^{\circ}\ 02'$$

Por tanto, la corrección angular es: $+00^{\circ}\ 02'$.

Es necesario comparar este error de cierre angular con el error de cierre permisible para esta poligonal.

$$\text{El error angular permisible es: } 1' \sqrt{N} \quad (1.33)$$

En el ejemplo será: error angular permisible = $1' \sqrt{8} = 2,8$

Como el error permisible angular es mayor que el error de cierre angular, se procede al ajuste de la poligonal.

El error de cierre angular debe distribuirse entre todos los ángulos que se han medido, pero como nuestro caso es tan pequeño, lo que tocaría a cada uno de ellos sería inferior a la sensibilidad del instrumento ($S = 0,1'$), lo cual no es permitido, ya que solo se han hecho observaciones hasta el minuto.

Cuando se presenta este problema, es necesario hacer una evaluación de los vértices de la poligonal para, en definitiva, distribuir el error de cierre entre aquellos que fueron objeto de medición incómoda por alguna causa determinada.

En el caso en que todos los casos ofrezcan la misma confiabilidad, el error de cierre debe distribuirse en los vértices donde las visuales inicial y final presenten mayores diferencias en las longitudes.

Si se supone este último caso como el más adecuado para la poligonal mostrada, entonces se debe corregir los ángulos de dirección medidos en los vértices D y B.

Trabajo de gabinete

a) Cálculo de los acimutes

$$\begin{aligned} AZ(A-B) &= 133^\circ 33' + 175^\circ 13' = 308^\circ 46' \\ AZ(B-C) &= 308^\circ 46' + 140^\circ 13' - 180^\circ = 268^\circ 59' \\ AZ(C-D) &= 268^\circ 59' + 97^\circ 07' - 180^\circ = 186^\circ 06' \\ AZ(D-E) &= 186^\circ 06' + 300^\circ 04' - 180^\circ = 306^\circ 10' \\ AZ(E-F) &= 306^\circ 10' + 144^\circ 33' - 180^\circ = 270^\circ 43' \\ AZ(F-G) &= 270^\circ 43' + 18^\circ 06' - 180^\circ = 108^\circ 49' \\ AZ(G-H) &= 108^\circ 49' + 148^\circ 16' - 180^\circ = 77^\circ 05' \\ AZ(H-A) &= 77^\circ 05' + 111^\circ 19' - 180^\circ = 08^\circ 24' \\ AZ(A-B) &= 08^\circ 24' + 120^\circ 22' + 180^\circ = 308^\circ 46' \end{aligned}$$

Este último valor sirve de comprobación de la operación.

b) Conversión de acimut a rumbo

$$\begin{aligned} 308^\circ 46' &= N 51^\circ 14' W ; 268^\circ 59' = S 88^\circ 59' W \\ 186^\circ 05' &= S 06^\circ 06' W ; 306^\circ 10' = N 53^\circ 50' W \\ 270^\circ 43' &= N 89^\circ 17' W ; 108^\circ 49' = S 71^\circ 12' E \\ 77^\circ 05' &= N 77^\circ 05' E ; 08^\circ 24' = N 08^\circ 24' W \end{aligned}$$

c) Cálculo de los senos y cosenos

Se calculan los senos y cosenos y se procede a obtener los ΔX y ΔY : $\Delta X = \pm D \text{ sen } R$; y $\Delta Y = D \text{ cos } R$.

Luego se busca en los cuadrantes los signos de ΔX y ΔY :

Rumbo	ΔX	ΔY
NE	+	+
NW	-	+
SW	-	-
SE	+	-

d) Cálculo de los incrementos de coordenada

$$\begin{aligned} \Delta X(A-B) &= 26,72 (-0,77970) = -20,834 \text{ m} \\ \Delta X(B-C) &= 74,92 (-0,99984) = -74,908 \text{ m} \\ \Delta X(C-D) &= 47,46 (-0,10626) = -5,043 \text{ m} \\ \Delta X(D-E) &= 28,06 (-0,80730) = -22,620 \text{ m} \\ \Delta X(E-F) &= 107,52 (-0,99992) = -107,511 \text{ m} \\ \Delta X(F-G) &= 179,70 (+0,94665) = +170,113 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta X(G-H) &= 52,80 (+0,97470) = +51,646 \text{ m} \\ \Delta X(H-A) &= 60,90 (+0,14608) = +8,896 \text{ m} \\ \Delta Y(A-B) &= 26,72 (+0,62615) = +16,731 \text{ m} \\ \Delta Y(B-C) &= 74,92 (-0,01774) = -0,1329 \text{ m} \\ \Delta Y(B-D) &= 47,46 (-0,99434) = -47,91 \text{ m} \\ \Delta Y(D-E) &= 28,06 (+0,500014) = +16,36 \text{ m} \\ \Delta Y(E-F) &= 107,52 (+0,01251) = +0,1345 \text{ m} \\ \Delta Y(F-G) &= 179,70 (-0,33227) = -57,912 \text{ m} \\ \Delta Y(G-H) &= 52,80 (+0,22353) = +11,802 \text{ m} \\ \Delta Y(H-A) &= 60,90 (+0,98927) = +60,246 \text{ m} \end{aligned}$$

Como se sabe que $\sum \Delta X = \sum \Delta Y = 0$, pero que la medición de la distancia produce errores, tenemos que:

$$\sum \Delta X = -0,443 \text{ m y } \sum \Delta Y = +0,228 \text{ m}$$

e) Cálculo de las correcciones

Las correcciones se hallan por la fórmula siguiente:

$$C\Delta X(\text{parcial}) = \frac{e\Delta X}{\text{perímetro}} \cdot \text{longitud} \quad (1.34)$$

$$\begin{aligned} C\Delta X(A-B) &= 0,00077 \cdot 26,72 = +0,020 \text{ m} \\ C\Delta X(B-C) &= 0,00077 \cdot 74,92 = +0,058 \text{ m} \\ C\Delta X(C-D) &= 0,00077 \cdot 47,46 = +0,036 \text{ m} \\ C\Delta X(D-E) &= 0,00077 \cdot 28,02 = +0,021 \text{ m} \\ C\Delta X(E-F) &= 0,00077 \cdot 107,52 = +0,083 \text{ m} \\ C\Delta X(F-G) &= 0,00077 \cdot 179,70 = +0,138 \text{ m} \\ C\Delta X(G-H) &= 0,00077 \cdot 52,80 = +0,040 \text{ m} \\ C\Delta X(H-A) &= 0,00077 \cdot 60,90 = +0,047 \text{ m} \end{aligned}$$

La suma de todas las correcciones en los ΔX debe ser igual, pero de signo contrario al error total en ΔX .

$$\sum(C\Delta X) = +0,443 \text{ m}$$

Corrección de los ΔY hallados:

$$C\Delta Y(\text{parcial}) = \frac{e\Delta Y}{\text{perímetro}} \cdot \text{longitud} \quad (1.35)$$

$$\begin{aligned} C\Delta Y(A-B) &= 0,0004 \cdot 26,72 = +0,010 \text{ m} \\ C\Delta Y(B-C) &= 0,0004 \cdot 74,92 = +0,030 \text{ m} \\ C\Delta Y(C-D) &= 0,0004 \cdot 47,46 = +0,018 \text{ m} \\ C\Delta Y(D-E) &= 0,0004 \cdot 28,02 = +0,011 \text{ m} \end{aligned}$$

$$C\Delta Y (E-F) = 0,0004 \cdot 107,52 = +0,043 \text{ m}$$

$$C\Delta Y (F-G) = 0,0004 \cdot 179,70 = +0,071 \text{ m}$$

$$C\Delta Y (G-H) = 0,0004 \cdot 52,80 = +0,021 \text{ m}$$

$$C\Delta Y (H-A) = 0,0004 \cdot 60,90 = +0,024 \text{ m}$$

La suma de todas las correcciones en los ΔY debe ser igual, pero de signo contrario al error hallado en los ΔY .

$$\Sigma(C\Delta Y) = -0,228 \text{ m}$$

f) Cálculo de los ΔX y ΔY corregidos

En el registro de gabinete se muestra este paso. Cada ΔY corregido será la suma algebraica del ΔX observado y su corrección, y cada ΔY corregido, la suma algebraica del ΔY observado y su corrección.

En este paso se debe llevar el proceso de cálculo hasta él. Para los valores corregidos se cumple: $\Sigma\Delta X = \Sigma\Delta Y = 0$. En el propio registro se debe comprobar que es la condición que tiene para satisfacer las poligonales de Rodeo.

g) Cálculo de las coordenadas ajustadas

Este es el fin que se persigue en el proceso de cálculo. Las coordenadas se obtienen sumando algebraicamente a las coordenadas del punto A (de coordenadas conocidas), los incrementos $\Delta X(AB)$ y $\Delta Y(AB)$, con los que obtendremos las coordenadas del punto B.

Se le suman algebraicamente los incrementos $\Delta X(BC)$ y $\Delta Y(BC)$, con lo que obtendremos las coordenadas del punto C, y así sucesivamente hasta llegar a calcular de nuevo las coordenadas del punto A, cuya identidad con los valores ya conocidos servirá de comprobación a esta parte del proceso de cálculo (ver tabla 1.11, p. 97).

h) Cálculo de la precisión lineal

La precisión de la poligonal se calculará aplicando la expresión siguiente:

$$\text{Precisión} = \frac{1}{\frac{\text{Perímetro}}{\text{error de cierre total}}} \quad (1.37)$$

$$\text{Error de cierre total } \sqrt{(e\Delta X)^2 + (e\Delta Y)^2} = \sqrt{(-0,443)^2 + (0,228)^2} = 0,498 \text{ m}$$

$$\text{Luego la precisión será: } \text{Precisi } n = \frac{1}{578,04/0,498} = \frac{1}{1160}$$

$$\text{Que redondeando por defecto, para estar de lado de la seguridad, será: } \text{Precisi } n = \frac{1}{1100}$$

Los resultados se encuentran en el Registro de cálculo (tabla 1.11, p.97).

1.14.2. Cálculo de una poligonal cerrada de enlace

El registro de campo se encuentra en la tabla 1.9, p. 87 acompañado del croquis (fig. 1.23).

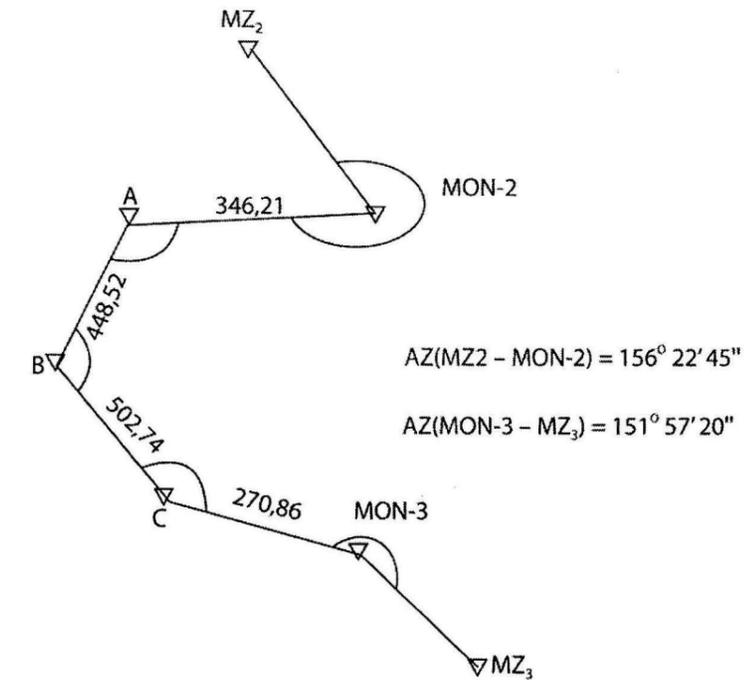


Fig. 1.23. Croquis de una poligonal cerrada de enlace.

Tabla 1.9. Registro de campo de una poligonal cerrada de enlace

Vértice ocupad	Vértice observ	Anteojos	Lecturas	Promedio	Valor angular	Distancia
MON-2	MZ2	D	00° 00' 02"	02' 04"	271° 38' 00"	346,21
		I	180° 00' 06"			
	A	D	271° 40' 01"	40' 04"		
		I	90° 40' 07"			
A	MON-2	D	00° 40' 03"	00' 05"	116° 52' 45"	448,62
		I	180° 00' 07"			
	B	D	116° 52' 48"	52' 50"		
		I	296° 52' 52"			
B	A	D	00° 00' 20"	00' 22"	93° 46' 15"	502,74
		I	180° 00' 24"			
	C	D	93° 46' 35"	46' 07"		
		I	273° 46' 39"			
C	B	D	00° 00' 22"	00' 25"	176° 10' 00"	270,86
		I	180° 00' 28"			
	MON-3	D	176° 10' 23"	10' 25"		
		I	356° 10' 27"			
MON-3	C	D	06° 00' 00"	00' 03"	273° 08' 45"	
		I	180° 00' 06"			
	MZ3	D	237° 08' 46"	08' 48"		
		I	57° 08' 50"			
Σ						1568,43

a) Cálculo de los acimutes

$$AZ(\text{Mon 2-A}) = 156° 22' 45'' + 273° 38' 00'' = 248° 00' 45''$$

$$AZ(A-B) = 248^{\circ} 00' 45'' + 116^{\circ} 52' 45'' - 180^{\circ} = 184^{\circ} 53' 30''$$

$$AZ(B-C) = 184^{\circ} 53' 30'' + 93^{\circ} 46' 15'' - 180^{\circ} = 98^{\circ} 39' 45''$$

$$AZ(C - Mon-3) = 98^{\circ} 39' 45'' + 176^{\circ} 10' 00'' - 180^{\circ} = 94^{\circ} 49' 45''$$

$$AZ(Mon 3 - MZ3) = 94^{\circ} 49' 45'' + 237^{\circ} 08' 45'' - 180^{\circ} = 151^{\circ} 58' 30''$$

Por tanto, el error de cierre angular = $AZ(\text{obs.}) - AZ(\text{fijo})$. $151^{\circ} 58' 30'' + 151^{\circ} 57' 20'' = 00^{\circ} 00' 70''$

Ahora será necesario calcular el error angular permisible de acuerdo al tipo de poligonal. Según las especificaciones dadas en poligonales secundarias, el error angular permisible es de $40''$ y, en este caso, $N = 5$, por tanto, el error permisible = $40'' = 89''$.

Por lo tanto, podemos realizar la distribución del error angular obtenido, ya que es menor que el permisible. La corrección total será, como siempre, de igual magnitud y de signo contrario al error angular, o sea, corrección angular = $000\ 01' 10'' = -70''$.

La corrección se distribuye entre los cinco ángulos que se han medido, con un valor para cada uno de $-70/5 = -14''$ (ver tabla 1.12, p.99).

b) Cálculo de los acimutes ajustados

Este cálculo se hace de idéntica forma que en A, pero con los ángulos de dirección ajustados. En el registro se comprueba que el acimut ajustado final coincide con el real.

c) Cálculo de los rumbos (ver: Tabla 1.9)

d) Cálculo de los senos y cosenos (ver: Tabla 1.9)

e) Cálculo de los ΔX y ΔY (ver: Tabla 1.9)

Para calcular los ΔX y ΔY se multiplican los $\sin R$ y $\cos R$ por las respectivas distancias.

f) Cálculo de las correcciones

Como se conocen las coordenadas reales de los puntos *Mon-2* y *Mon-3* se pueden obtener los ΔX y ΔY reales entre dichos puntos, o sea:

$$\Delta X \text{ real} = (X_3 - X_2) = 1407,36 - 1000,00 = + 407,36 \text{ m}$$

$$\Delta Y \text{ real} = (Y_3 - Y_2) = 524,85 - 1\ 200,00 = - 675,15 \text{ m}$$

$$\text{La suma } \Delta X \text{ observada} = + 407,504 \text{ m}$$

$$\text{La suma } \Delta Y \text{ observada} = - 675,110 \text{ m}$$

La no coincidencia de los valores hallados con los reales origina el error en los ΔX ($e\Delta X$), y el error en los ΔY ($e\Delta Y$), o sea:

$$e\Delta X = \Sigma X \text{ observado} - \Delta X \text{ real}$$

$$e\Delta Y = \Sigma Y \text{ observado} - \Delta Y \text{ real}$$

Y la corrección será igual en magnitud, pero de signo contrario al del error.

En nuestro ejemplo:

$$e\Delta X = + 407,504 - 407,360 = +0,144 \text{ m}$$

$$e\Delta Y = - 675,110 - (-675,150) = +0,040 \text{ m}$$

Por lo que las correcciones totales serán:

$$C\Delta X = - 0,144 \text{ m}; \text{ y } C\Sigma Y = - 0,040 \text{ m}$$

g) Cálculo de las correcciones a los ΔX y ΔY hallados basándonos en la regla de la brújula

$$\frac{e\Delta X}{\text{perímetro}} = \text{constante} = \frac{0,144}{1\ 568,391} = 0,00009181$$

$$C\Delta X (\text{Mon 2} - A) = 0,000\ 09181 \cdot 346,211 = - 0,032 \text{ m}$$

$$C\Delta X (A - B) = 0,000\ 09181 \cdot 448,776 = - 0,141 \text{ m}$$

$$C\Delta X (B - C) = 0,000\ 09181 \cdot 502,543 = - 0,046 \text{ m}$$

$$C\Delta X (C - \text{Mon 3}) = 0,000\ 09181 \cdot 270,861 = - 0,025 \text{ m}$$

La suma de todas las correcciones será igual en magnitud, pero de signo contrario al error total en ΔX : $C\Delta X = - 0,144 \text{ m}$.

$$\text{Para los } \Delta Y \text{ hallamos: } \frac{e\Delta Y}{\text{per metro}} = \text{constante} = \frac{0,040}{1\ 568,391} = 0,00002550$$

$$C\Delta Y (\text{Mon 2} - A) = 0,000\ 02550 \cdot 346,211 = 0,009 \text{ m}$$

$$C\Delta Y (A - B) = 0,000\ 02550 \cdot 448,776 = 0,011 \text{ m}$$

$$C\Delta Y (B - C) = 0,000\ 02550 \cdot 502,543 = 0,013 \text{ m}$$

$$C\Delta Y (C - \text{Mon 3}) = 0,000\ 02550 \cdot 270,861 = 0,007 \text{ m}$$

La suma de todas las correcciones será igual en magnitud, pero de signo contrario al error total en ΔY : $C\Delta Y = + 0,040 \text{ m}$.

h) Cálculo de los ΔX y ΔY ajustados

Los ΔX y ΔY ajustados se hallan sumándole algebraicamente a la coordenada inicial de *Mon 2* las ΔX y ΔY corregidas de la línea *Mon 2-A*, con lo que obtendremos las coordenadas del vértice A, y así sucesivamente (igual que en las poligonales de rodeo); hasta llegar al *Mon 3*, en el que las coordenadas halladas deben ser iguales a sus valores reales (ver tabla 1.12).

i) Cálculo de las coordenadas

Al igual que en el caso anterior (ver tabla 1.12, p. 99).

j) Cálculo de la precisión

$$\text{Error de cierre total} = \sqrt{(e\Delta X)^2 + (e\Delta Y)^2} = \sqrt{(+0,144)^2 + (+0,040)^2} = 0,1494 \text{ m}$$

$$\text{Luego la precisión será: } \text{Precisión} = \frac{1}{1\ 568,391/0,1494} = \frac{1}{10\ 494}$$

Que redondeando por defecto, para estar de lado de la seguridad, será:

$$\text{Precisión} = \frac{1}{10\ 000}$$

Los resultados se encuentran en el Registro de cálculo (tabla 1.12, p. 99).

1.14.3. Cálculo de una poligonal cerrada de ida y vuelta

En la tabla 1.10, p. 92 se muestran el registro de campo y el croquis (fig. 1.24) de la poligonal, y en la tabla 1.13, p.100 el registro de cálculo.

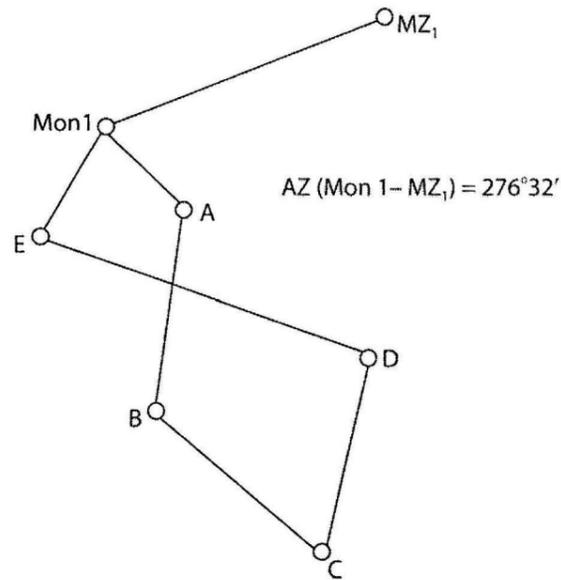


Fig. 1.24. Croquis de una poligonal de ida y vuelta.

Tabla 1.10. Registro de campo No. 3. Cálculo de una poligonal cerrada de ida y vuelta

V. Ocup.	V. Obs	Luneta	Lectura	Prom.	Ángulo	Distancia	Observ.
MON-1	MZ-1	D	00° 02'	02'	152° 20'	40,00	
		I	180° 02'				
	A	D	152° 23'	22'			
		I	232° 21'				
A	MON-1	D	00° 02'	02'	200° 04'	237,04	
		I	180° 02'				
	B	D	200° 05'	06'			
		I	20° 07'				
B	A	D	00° 00'	00'	178° 00'	62,22	
		I	180° 00'				
	C	D	178° 00'	00'			
		I	358° 00'				
C	B	D	00° 02'	02'	22° 30'	56,29	
		I	180° 02'				
	D	D	22° 33'	32'			
		I	202° 31'				
D	C	D	00° 00'	00'	145° 16'	213,33	
		I	180° 00'				
	E	D	145° 16'	16'			
		I	325° 16'				
E	D	D	00° 02'	02'	210° 30'	84,44	
		I	180° 02'				
	MON-1	D	210° 32'	32'			
		I	00° 02'				
MON-1	E	D	00° 00'	00'	171° 18'		
		I	180° 00'				
	MZ ₁	D	171° 18'	18'			
		I	351° 18'				
Σ					693,28		

a) Cálculo de los acimutes

$$AZ (Mon 1-A) = 276° 32' + 152° 20' - 360° = 68° 52'$$

$$AZ (A-B) = 68° 52' + 200° 04' - 180° = 88° 56'$$

$$AZ (B-C) = 88° 56' + 178° 00' - 180° = 86° 56'$$

$$AZ (C-D) = 86° 56' + 22° 30' - 180° = 289° 26'$$

$$AZ (D-E) = 289° 26' + 145° 36' - 180° = 254° 42'$$

$$AZ (E-Mon 1) = 254° 42' + 210° 30' - 180° = 285° 12'$$

$$AZ (Mon 1-Mz1) = 285° 12' + 171° 18' - 180° = 276° 30'$$

La no coincidencia de este acimut final calculado con el acimut real, que es de 276° 30', lo causa el error que se ha cometido al medir los ángulos de dirección.

Por tanto, el error de cierre angular = AZ (obs) - AZ (fijo): 276° 30' - 276° 32' = - 00° 02'

La corrección de los ángulos de dirección será igual en magnitud, pero de signo contrario al error.

Corrección angular = + 02'

Error permisible = $1' \sqrt{N} = 1' \sqrt{7} = 2,6$, como 02' < 2,6 podemos ajustar en ángulo la poligonal de ida y vuelta.

b) Corrección de los ángulos de dirección

Supongamos que los ángulos donde hubo más posibilidad de error fueron los ángulos C y D; será a ellos a los que le sumemos 01', y quedarán como 22° 31' y 145° 17', respectivamente.

c) Cálculo de los acimutes ajustados:

Se realiza el mismo procedimiento que el anterior. Observe que en el registro el acimut final ajustado coincide con el acimut real de la línea Mon 1 - Mz.

Luego se calculan los sen R y cos R (ver tabla 1.13, p. 13).

Obsérvese en la tabla 1.13 que el acimut final ajustado coincide con el acimut real de la línea Mon1- Mz.

d) Cálculo de los sen R y cos R (ver tabla 1.13)

e) Cálculo de los ΔX y ΔY observados

La forma de cálculo es la misma que en los casos anteriores.

$$\Delta X = \pm D \text{sen } R$$

$$\Delta Y = \pm D \text{cos } R$$

f) Cálculo de las correcciones C ΔX y C ΔY

Debe cumplirse que Σ ΔX y Σ ΔY = 0. En nuestro caso:

$$e \Delta X = -0,59 \text{ m}; C \Delta X = +0,59 \text{ m}$$

$$e \Delta Y = +0,56 \text{ m}; C \Delta Y = -0,56 \text{ m}$$

g) Cálculo de los ΔX y ΔY ajustados

Corrección a los ΔX observados.

Al aplicar la regla de la brújula, tenemos: $\frac{e\Delta X}{\text{per metro}} = \text{constante} = \frac{-0,56}{693,28} = 0,00085$

Las correcciones de cada lado serán:

$$\begin{aligned} CAX(\text{Mon 1} - A) &= 0,00085 \cdot 40,00 = +0,04 \text{ m} \\ CAX(A - B) &= 0,00085 \cdot 237,00 = +0,20 \text{ m} \\ CAX(B - C) &= 0,00085 \cdot 62,22 = +0,05 \text{ m} \\ CAX(C - D) &= 0,00085 \cdot 56,29 = +0,05 \text{ m} \\ CAX(D - E) &= 0,00085 \cdot 213,33 = +0,18 \text{ m} \\ CAX(E - \text{Mon 1}) &= 0,00085 \cdot 81,00 = +0,07 \text{ m} \end{aligned}$$

La suma de las CAX parciales tiene que ser iguales a la corrección total en ΔX.

Corrección a los ΔY observados: $\frac{e\Delta Y}{\text{per metro}} = \text{constante} = \frac{-0,56}{693,28} = 0,00081$

$$\begin{aligned} CAY(\text{Mon 1} - A) &= 0,00081 \cdot 40,00 = -0,03 \text{ m} \\ CAY(A - B) &= 0,00081 \cdot 237,00 = -0,19 \text{ m} \\ CAY(B - C) &= 0,00081 \cdot 62,22 = -0,05 \text{ m} \\ CAY(C - D) &= 0,00081 \cdot 56,29 = -0,05 \text{ m} \\ CAY(D - E) &= 0,00081 \cdot 213,33 = -0,17 \text{ m} \\ CAY(E - \text{Mon 1}) &= 0,00081 \cdot 81,00 = -0,07 \text{ m} \end{aligned}$$

La suma de las CAY parciales tiene que ser igual a la corrección total en ΔY.

Los ΔX y ΔY ajustados se obtendrán sumando algebraicamente a los ΔX y ΔY observados en cada una de las correcciones halladas.

h) Cálculo de las coordenadas

Las coordenadas se hallarán de la misma forma que en las poligonales de rodeo y enlace. Ver tabla 1.13, p.100.

i) Cálculo de la precisión

$$\text{Error de cierre total} = \sqrt{(e\Delta X)^2 + (e\Delta Y)^2} = \sqrt{(0,59)^2 + (0,56)^2} = 0,81 \text{ m}$$

$$\text{Luego la precisión será: } \text{Precisión} = \frac{1}{693,28/0,81} = \frac{1}{850}$$

Que redondeando por defecto, para estar de lado de la seguridad, será:

$$\text{Precisión} = \frac{1}{850}$$

Los resultados se encuentran en el Registro de cálculo (ver tabla 1.13, p.100).

Anexo No. 1. Registro de cálculo de una poligonal de rodeo

Tabla 1.11. Registro de cálculo de una poligonal cerrada de rodeo

Vert.	Línea	Ángulo medido	Ángulo ajustado	Acimut observ.	Rumbo	Dist	Sen R	Cos R	ΔX obs	ΔY obs	Corr ΔX	Corr ΔY	ΔX Corr	ΔY Corr	X	Y
A	AB	120°22'	120°22'	308°46'	N51°14'W	26,72	+0,77970	+0,62615	-20,834	-16,731	+0,020	-0,010	-20,81	+16,72	3 421,60	2 163,40
B	BC	140°12'	140°13'	268°59'	S88°59'W	74,92	-0,99984	-0,01774	-74,908	-1,329	+0,058	-0,030	-74,85	-1,36	3 400,79	2 180,12
C	CD	97°07'	97°07'	186°06'	S06°06'W	47,47	-0,10626	-0,99434	-5,043	-47,191	+0,036	-0,018	-5,00	-47,21	3 325,94	2 178,76
D	DE	300°03'	300°04'	306°10'	N53°50'W	28,02	-0,80730	+0,59014	-22,620	+46,536	+0,021	-0,011	-22,60	+16,53	3 320,94	2 131,55
E	EF	144°33'	144°33'	270°43'	N891°17'W	107,52	-0,99992	+0,01251	-107,51	-1,345	+0,083	-0,043	-107,43	+1,30	3 298,34	2 148,08
F	FG	18°06'	18°06'	108°49'	S71°12'E	179,70	+0,34656	+0,32254	-170,11	-57,912	+0,138	-0,071	+170,25	-57,98	3 190,91	2 149,38
G	GH	148°16'	148°16'	77°05'	N77°05'E	52,80	+0,97470	+0,22353	-51,464	+11,802	+0,040	-0,021	+51,50	+11,78	3 361,16	2 091,40
H	HA	111°19'	111°19'	08°24'	N08°24'E	60,90	+0,14608	+0,98927	+8,896	+60,246	+0,047	-0,024	+8,94	-60,22	3 412,66	2 103,18
A															3 421,60	2 163,40
Σ		1 079°58'	1 080°			578,04			-0,443	+0,228	+0,443	-0,228	0,00	0,00		

CAPÍTULO II

Nivelación

Tabla 1.12. Registro de cálculo de una poligonal de enlace

Vert.	Línea	Ángulo medido	Ángulo ajustado	Acimut observ.	Acimut ajustado	Rumbo	Dist	Sen R	Cos R	ΔX obs	ΔY obs	Corr ΔX	Corr ΔY	ΔX Corr	ΔY Corr	X	Y
MON2	MON2-A	271°38'00"	271°37'46"	248°00'45"	248°00'31"	S68°00'31"W	346,211	-	0,92724	0,37446	321,02	-	0,009	-	321,053	1 000,00	1 000,00
A	AB	116°52'45"	116°52'31"	184°53'30"	184°53'02"	S04°53'02"W	448,776	-0,08514	0,99637	38,21	447,15	-	0,009	-	38,248	678,947	1 070,346
B	BC	93°46'15"	93°46'01"	98°39'45"	98°39'03"	S81°20'57"E	502,543	+	0,98862	0,15041	496,83	-	0,046	+	496,780	640,699	623,188
C	C-MON3	176°10'00"	176°09'46"	94°49'45"	94°48'49"	S85°11'11"E	270,861	+	0,99647	0,08391	269,91	-	0,025	+	269,881	1 137,479	547,586
MON3	MON3-MZ	237°08'45"	237°08'31"	151°58'30"	151°57'20"	S28°02'40"E	1568,391	-	-	-	407,50	-	-	-	407,360	1 407,360	524,850
Σ											675,11	-	0,144	+	675,150		

Tabla 1.13. Registro de cálculo de una poligonal cerrada de ida y vuelta

Vert.	Línea	Ángulo medido	Ángulo ajustado	Acimut observ.	Acimut ajustado	Rumbo	Dist	Sen R	Cos R	ΔX obs	ΔY obs	Corr ΔX	Corr ΔY	ΔX Corr	ΔY Corr	X	Y
MON1	MON1-A	152°20'	152°20'	68°52'	68°52'	N68°52'E	40,00	+	0,93274	37,31	1,44	+	0,03	+	37,35	1 000,00	1 000,0
A	AB	200°04'	200°04'	88°56'	88°56'	N88°56'E	237,04	+	0,99983	237,00	0,42	+	0,19	+	237,20	1 037,35	1 001,41
B	BC	178°00'	178°00'	86°56'	86°56'	N86°56'E	62,22	+	0,99857	62,13	0,33	+	0,05	+	62,18	1 274,55	1 001,64
C	CD	22°30'	22°31'	289°26'	289°27'	N70°33'W	56,29	-	0,94293	53,08	1,87	+	0,05	-	53,03	1 336,73	1 001,92
D	DE	145°16'	145°17'	254°42'	254°44'	S74°44'W	213,33	-	0,96471	205,80	5,62	+	0,17	-	205,62	1 283,70	1 003,74
E	E-MON1	210°16'	210°16'	285°12'	285°14'	S74°46'W	8100	-	0,96486	78,15	2,12	+	0,07	-	78,08	1 078,08	997,955
MON1	MZ	171°18'	171°18'	276°30'	276°32'	N83°28'W	693,28	-	-	-0,56	+0,59	-	-	0,00	0,00	1 000,00	1 000,00
Σ																	

2.1. Consideraciones generales

Superficie de nivel: es aquella superficie que es normal en cada uno de sus puntos a la dirección de la fuerza de gravedad, o sea, a la dirección que adopta la plomada al descansar libremente.

Una superficie de nivel no es un plano, y no tiene además una forma regular a causa de las desviaciones de la vertical, pero desde un punto de vista estrictamente topográfico, las superficies de nivel pueden ser consideradas esféricas, y por tanto, equidistantes y paralelas.

Superficie equipotencial: es aquella superficie que tiene el mismo potencial de gravedad en todos los puntos. Cuando un cuerpo se mueve sobre una superficie equipotencial no realiza trabajo alguno; sin embargo, cuando un cuerpo sube o baja a distintas superficies equipotenciales, gana o pierde energía y ésta es la misma independientemente del camino seguido.

Línea de nivel: es toda línea que descansa sobre una superficie de nivel, por lo tanto, es normal a la dirección de la fuerza de gravedad en cada uno de sus puntos.

Plano horizontal: es el que pasa por un punto determinado, es el plano que es normal a la dirección de la fuerza de gravedad en ese punto, y por lo tanto, tangente a la superficie de nivel que pasa por dicho punto.

El plano horizontal y la superficie de nivel no pueden considerarse coincidentes dentro de los límites ordinarios de las visuales.

Línea horizontal: es toda línea contenida en el plano horizontal. En la figura 2.1, p.102 se muestra el plano horizontal, la línea horizontal, la superficie de nivel y la línea de nivel por un punto A.

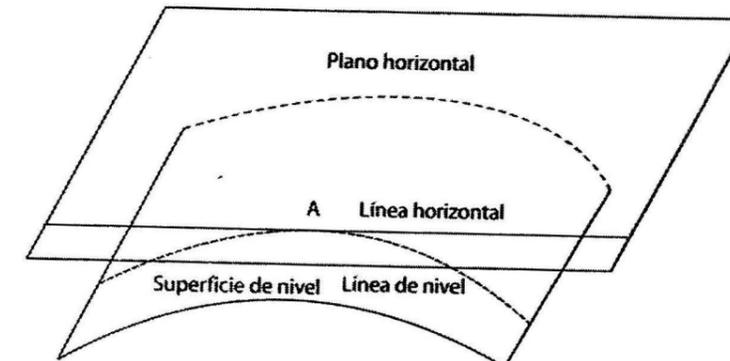


Fig. 2.1. Superficie de nivel.

Superficie de referencia: es cualquier superficie de nivel a la cual las observaciones de los puntos son referidas.

La superficie de referencia o datum adoptado en cualquier país, y a las cuales son referidas las nivelaciones ejecutadas, es el nivel medio del mar (NMM); las elevaciones referidas al nivel medio del mar se denominan altitudes.

En aquellos lugares del país donde no existe este tipo de control, o existiendo, no es necesario utilizarlo, puede emplearse un datum arbitrario establecido en el terreno, con la única condición que debe estar más bajo que el punto de menor altura de todos los que hayan de levantarse. En este caso las elevaciones referidas al datum arbitrario reciben el nombre de altura.

El inconveniente principal que representa el utilizar un datum arbitrario es el de no poder relacionar entre sí trabajos diferentes. Es por eso que siempre que sea posible debe utilizarse como superficie de referencia el nivel medio del mar.

2.1.1. Nivelación. Conceptos fundamentales

La nivelación es el procedimiento que tiene por objetivo la determinación del desnivel entre dos o más puntos del terreno. Si se conoce el desnivel entre dos puntos y la altura de uno de ellos puede entonces determinarse la del otro tal como se muestra en la fig. 2.2, p.103.

La altura o cota del punto B será:

$$Z_B = Z_A + (\Delta Z_{AB}) \quad (2.1)$$

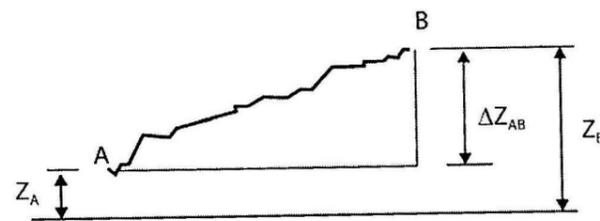


Fig. 2.2. Esquema de una nivelación.

Métodos generales de nivelación:

- Nivelación Geométrica.
- Nivelación Trigonométrica.
- Nivelación Barométrica.
- Nivelación Hidrostática.
- Nivelación por medio de S.A.T.
- Nivelación Geométrica

Es el método más preciso de nivelación y el empleado en los trabajos de creación de la Red Geodésica Vertical y múltiples trabajos de ingeniería, aunque resulta el más lento, en especial en zonas de relieve accidentado. Se fundamenta en dirigir visuales horizontales a reglas verticales colocadas en los puntos del terreno. Los instrumentos fundamentales son el nivel y las miras.

- Nivelación Trigonométrica

Menos precisa que las anteriores es sin embargo mucho más rápida y es muy empleada en la determinación de desniveles en los trabajos de relleno topográfico y en los trabajos de ingeniería donde

no se requieren valores muy precisos. Se emplea el teodolito y señales de altura conocida sobre los puntos del terreno.

- Nivelación Barométrica

Es el método menos preciso, aunque resulta el más rápido y económico. Se emplea en los trabajos de reconocimiento en zonas montañosas, donde se requieran valores aproximados del desnivel. Se fundamenta en la disminución de la presión atmosférica con la altura y se emplean barómetros aneroides

- Nivelación Hidrostática

Considerada por muchos tan precisa como la Nivelación Geométrica, es sin dudas la menos empleada en nuestro país; se aplica fundamentalmente para la determinación de desniveles en locales con gran cantidad de obstáculos y se fundamenta en el principio de los vasos comunicantes.

- Nivelación por medio de S.A.T.

Conocido como nivelación mediante GPS, es el más novedoso método de nivelación, y se abre paso de forma vertiginosa debido a la rapidez con que puede trabajarse ya que no se requiere visibilidad entre los puntos. Se fundamenta en el posicionamiento de un punto sobre el terreno, a partir de tres o más satélites de posición conocida en el espacio.

2.1.2. Nivelación geométrica

La nivelación geométrica se divide en dos: nivelación simple y nivelación compuesta.

- Nivelación simple

Cuando los puntos cuyo desnivel se pretende hallar están lo suficientemente cerca uno de otro, de tal forma que con una sola puesta de instrumento podemos dirigir visuales, con el nivel a miras colocadas sobre dichos puntos (ver fig. 2.3).

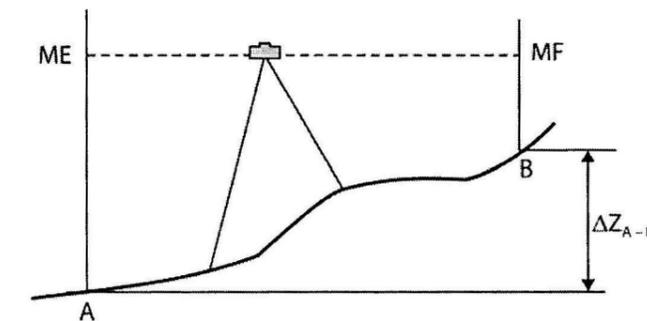


Fig. 2.3. Nivelación simple.

- Nivelación compuesta

Cuando los puntos cuyo desnivel se pretende hallar están lo suficientemente distantes, tal que con una sola puesta de instrumento no podemos resolver nuestros problemas (Ver fig. 2.4).

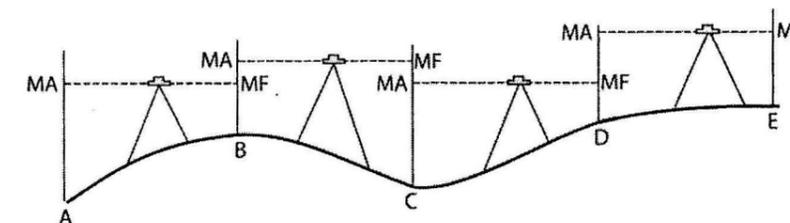


Fig. 2.4. Nivelación compuesta.

De la fig.2.4 se puede plantear:

$$\begin{aligned}\Delta Z(A-B) &= I_A - I_B \\ \Delta Z(B-C) &= I_B - I_C \\ \Delta Z(C-D) &= I_C - I_D \\ \Delta Z(D-E) &= I_D - I_E\end{aligned}\quad (2.2)$$

Sumando las nivelaciones simples anteriores se tiene:

$$\sum_{AB}^{DE} \Delta Z = \sum_A^D I - \sum_B^E I' \quad (2.3)$$

O lo que es lo mismo:

$$\sum_{AB}^{DE} \Delta Z = MA - \sum_B^E MF \quad (2.4)$$

Los puntos sobre los cuales se realizan una mira de frente y una mira de espalda, desde dos posiciones consecutivas del nivel, reciben el nombre de puntos de cambio y constituyen el punto de unión de dos nivelaciones simples, por lo que requieren para su elección toda una serie de requisitos, encaminados a garantizar el éxito de la nivelación.

Estos puntos deben ser situados en lugares firmes del terreno y limpios de vegetación. Es norma usual utilizar sobre los puntos de cambio unos instrumentos denominados sapos o pines, que garantizan el no asentamiento del punto.

Tabla 2.1. Registro de campo de la nivelación compuesta

Punto	ME	MF	ΔZ	Cota
A	1,501			10,000
B	0,010	0,400	+1,101	11,101
C	1,749	1,813	-1,803	9,298
D		0,636	+1,113	10,411
Σ	3,260	2,849	+0,411	0,411

El procedimiento a seguir es el siguiente:

Nivelado el instrumento en la posición (1) tomamos una mira de espalda de 1,501m en el punto A (punto de cota conocida 10,000 m) y una mira de frente de 0,400 m sobre el punto B. Levantamos el instrumento y lo nivelamos en la posición (2) y tomamos una mira de espalda de 0,010 m sobre el punto B y una mira de frente de 1,813 m sobre el punto C y así sucesivamente hasta terminar en el punto D.

Los desniveles observados serán:

$$\begin{aligned}\Delta Z(A-B) &= 1,501 - 0,400 = +1,101 \text{ (subida)} \\ \Delta Z(B-C) &= 0,010 - 1,813 = -1,803 \text{ (bajada)}\end{aligned}$$

$$\Delta Z(C-D) = 1,749 - 0,636 = +1,113 \text{ (subida)}$$

Las cotas de los puntos serán:

$$\begin{aligned}\text{Cota de B} &= \text{Cota A} + \Delta Z(A-B) = 10,000 + 1,101 = 11,101 \\ \text{Cota de C} &= \text{Cota B} + \Delta Z(B-C) = 11,101 - 1,803 = 9,298 \\ \text{Cota de D} &= \text{Cota C} + \Delta Z(C-D) = 9,298 + 1,113 = 10,411\end{aligned}$$

Del propio registro de campo (tabla 2.1, p.107) se pueden hacer las comprobaciones numéricas siguientes:

$$\begin{aligned}\Sigma \Delta Z &= \Sigma ME - \Sigma MF = \text{Cota final} - \text{Cota inicial} \\ \Sigma MA &= 1,501 + 0,010 + 1,749 = 3,260 \\ \Sigma MF &= 0,400 + 1,813 + 0,636 = 2,849 \\ \Sigma \Delta Z &= +1,101 - 1,803 + 1,113 = +0,411 \\ \text{Cota final} - \text{Cota inicial} &= 10,411 - 10,000 = +0,411 \\ \text{Por tanto, } 3,260 - 2,849 &= +0,411 = 0,411\end{aligned}$$

O sea, +0,411 = +0,411 = +0,411 Comprobada.

2.1.3. Errores accidentales en la nivelación geométrica

Los errores accidentales presentes en la Nivelación Geométrica son:

1. Error de horizontalidad.
2. Error de puntería.
3. Error kilométrico.
4. Error por asentamiento del nivel.
5. Error por asentamiento de la mira.
6. Error por inclinación de la mira.
7. Error debido al sol.
8. Error debido al viento.

1. Error de horizontalidad

Es producido por la imperfecta centración de la burbuja, debido al límite de la percepción visual. Se considera en función de la sensibilidad:

- Para calado por equidistancia: $e_n = 1/3s''$



- Para calado por coincidencia: $e_n = 1/20s''$



donde:

s : Sensibilidad del nivel tórico o principal del instrumento.

2. Error de puntería

Se comete debido a la imperfecta lectura de la mira, debido a las limitaciones de la vista del observador y el aumento del anteojo del nivel. Se considera en función del aumento y del tipo de retículo:

- Para retículos de hilos rectos:
$$e_p = \frac{50''}{A} \left(1 + \frac{4A}{100} \right) \quad (2.5)$$

- Para retículos de hilos en cuña:
$$e_p = \frac{10''}{A} \left(1 + \frac{4A}{100} \right) \quad (2.6)$$

donde:

A: Aumento del anteojo del nivel.

3. Error kilométrico

Es resultado de los errores de horizontalidad y puntería, y se obtiene el denominado error por nivelada (e_n) que será:

$$e_n'' = \sqrt{e_h^2 + e_p^2} \quad (2.7)$$

Este error se traduce en determinado error en milímetros al leer la mira a una distancia (l), o sea:

$$e_n = \frac{e_n''}{\rho''} l \quad (2.8)$$

Este error angular produce en la mira un error lineal, que puede calcularse a partir de la figura siguiente:

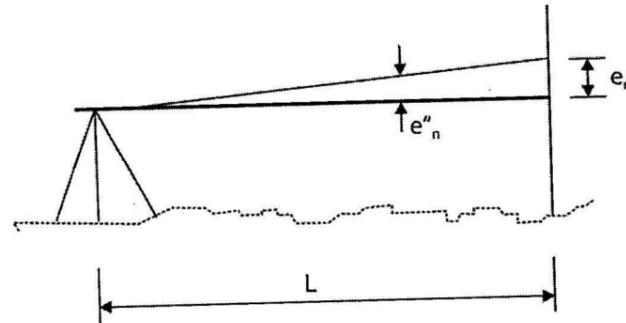


Fig. 2.5. Determinación del error kilométrico.

En un kilómetro de nivelación, la acumulación del error por nivelada resulta, en el denominado error kilométrico e_k :

$$e_k = \sqrt{e_{n1}^2 + e_{n2}^2 + \dots + e_{nN}^2} \quad (2.9)$$

donde:

N: Será el número de niveladas en un kilómetro. Si se admite que son todas de longitud L será:

$$e_k = \sqrt{e_n^2 + e_n^2 + \dots + e_n^2}$$

y

$$N = \frac{1\,000}{L} \quad (2.10)$$

Sustituyendo se obtiene:

$$e_k = e_n \sqrt{\frac{1\,000}{L}} \quad (2.11)$$

donde:

$\frac{1\,000}{L}$: Número de niveladas que hay en un kilómetro.

Ejemplo:

Determinar el error kilométrico (e_k) si empleamos un nivel de línea de sensibilidad $1'$ y anteojo de $20A$, si la longitud de nivelada a utilizar es de 60 m.

Solución:

Como el instrumento es de línea, utilizamos para la evaluación del error de horizontalidad la fórmula siguiente:

$$e_h \leq \frac{1}{20} 5'' = \frac{1}{20} 60'' = 3'' \quad (2.12)$$

El error de puntería será:
$$e_p \leq \frac{50''}{A} \left(1 + \frac{4A}{100} \right) = \frac{50''}{20} \left(1 + \frac{4 \cdot 20}{100} \right) = 4'',5$$

La acumulación de estos dos errores accidentales obedece a la expresión siguiente:

$$e_n'' \leq \sqrt{(e_h'')^2 + (e_p'')^2} = \sqrt{(3'')^2 + (4,5'')^2} = 5'',4$$

Este error angular se traduce en un determinado error en milímetros al leer sobre la mira colocada a 60 m del nivel. Utilizando la fórmula siguiente tenemos que:

$$e_n \leq \frac{e_n''}{206\,265} l = \frac{5'',4}{206\,265} 60 = 0,0015 \text{ m} = 1,5 \text{ mm}$$

Este es el error cometido en cada nivelada, pero como en un kilómetro tenemos $1\,000/l$ niveladas, entonces, de acuerdo con la fórmula siguiente:

$$e_k \leq e_n \sqrt{\frac{1\,000}{l}} = 1,5 \sqrt{\frac{1\,000}{60}} = 6,15 \text{ mm} \approx 6 \text{ mm}$$

4. Error por asentamiento del nivel

Debido al asentamiento que sufre el nivel en el intervalo de tiempo entre la lectura de espalda y la de frente, para atenuar este error se recomienda:

- Seleccionar el lugar de colocación del nivel.
- Enterrar firmemente las patas del trípode.
- Leer las miras una a continuación de la otra.
- Leer primero de forma alternada la ME (mira de espalda) y la MF (mira de frente) en cada puesta.

5. Error por asentamiento de la mira

Debido al asentamiento que sufre la mira en los puntos de cambio en el intervalo de tiempo en que el nivel se traslada hacia una nueva posición, para atenuar este error se recomienda:

- Seleccionar el lugar de colocación de los pines o sapos usados en los puntos de cambio,

- Enterrar firmemente los pines o sapos;
- Retirar la mira del pin o sapo una vez realizada la lectura de ME;
- Colocar la mira con cuidado sobre el pin o sapo para realizar la lectura de ME.

6. Error por inclinación de la mira

Debido a la imperfecta verticalidad de la mira, produciendo lecturas mayores que las correctas, para atenuar su influencia se utilizan niveles en las miras y riostras que garanticen su estabilidad en la vertical.

7. Error debido al sol

La acción del sol sobre el nivel provoca dilataciones, por lo que en todo trabajo de precisión debe protegerse el nivel de la acción directa de los rayos del sol mediante una sombrilla.

También el sol produce un calentamiento de la atmósfera (reverberación) que afecta las lecturas cercanas al pie de la mira, por lo anterior se limitan (en las normas) las lecturas mínimas que pueden realizarse.

8. Error debido al viento

La acción del viento sobre la mira produce inclinaciones e inestabilidad, que se reducen mediante las riostras. Debe evitarse el trabajo de nivelación de precisión cuando el viento sea fuerte.

2.1.4. Ajuste de las nivelaciones

El ajuste de las nivelaciones tiene por objetivo distribuir el error de cierre obtenido y hallar el valor de la cota de los puntos que intervienen en la nivelación.

El ajuste se realizará de acuerdo al método empleado en la nivelación, pero siempre la distribución del error de cierre será proporcional a las distancias de nivelada, o sea, una distribución lineal del error de cierre.

Ajuste de la nivelación cerrada de enlace

Las nivelaciones de enlace son aquellas que, partiendo de un PCF (punto de cota fija), llegan a otro también de cota fija (ver fig.2.6, p. 114).

Su objetivo es fijar toda una serie de puntos de cota conocida a lo largo de un itinerario determinado.

El error de cierre en las nivelaciones de enlace está definido por:

$$\sum DZ \text{ fijo} = \text{cota fija final} - \text{cota fija inicial.}$$

$$\sum DZ \text{ obs} = \Delta Z (H-21-A) + \Delta Z (A-B) + \Delta Z (B-C) + \Delta Z (C-H-23)$$

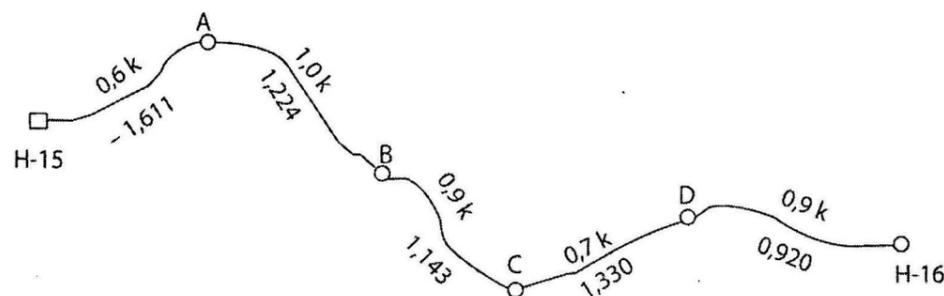


Fig. 2.6. Nivelación de enlace.

Por lo que el error de cierre será: $ec = \sum DZ \text{ obs} - \sum DZ \text{ fijo}$.

Este error de cierre se compara con el error de cierre permisible: $ec \leq ep$. Si se cumple, entonces se puede ajustar la nivelación.

Llamamos L a la longitud total recorrida, entonces, tenemos que:

$$L = 11 + 12 + 13 + \dots + 1n$$

Si llamamos e_i al error correspondiente a una distancia de nivelada l_i , podemos plantear, de acuerdo con lo señalado anteriormente, que los errores se distribuyen proporcionalmente a las distancias de niveladas, por lo tanto:

$$\frac{e_c}{L} = \frac{e_i}{l_i} \quad (2.13)$$

Despejando e_i :

$$e_i = \pm \frac{e_c}{L} l_i$$

donde:

e_i : Error correspondiente al ΔZi .

l_i : Distancia de nivelada correspondiente al ΔZi .

e_c : Error de cierre obtenido en la nivelación.

L : Longitud total del itinerario.

Sabemos que la corrección correspondiente al ΔZi será la misma fórmula anterior, pero de sentido contrario, o sea:

$$C_i = \pm \frac{e_c}{L} l_i \quad (2.14)$$

Ejemplo:

Se quiere ajustar la nivelación de enlace que se muestra en la figura 2.6, p.114, sabiendo que la cota del PCF H-15 es de 84,213 m, y la cota del PCF H-16 es de 84,565 m, además se quiere obtener un error kilométrico de 15 mm.

Como se sabe, la cota del punto de inicio (H-15) y del punto final (H-16), podemos calcular el

$$\Delta Z \text{ fijo}: \Delta Z \text{ fijo} = 84,565 - 84,213 = 0,352 \text{ m.}$$

Que, comprobándolo con los $\Delta Z \text{ obs}$ tenemos que:

$$\Delta Z \text{ obs} = -1,611 + 1,224 + 1,143 - 1,330 + 0,920 = 0,346 \text{ m, nos dará el error de cierre cometido en la nivelación:}$$

donde:

$$ek = 15 \text{ mm.}$$

$$E_p \leq 15 \sqrt{4,10} \approx 30 \text{ mm} = 0,030 \text{ m}$$

$$K = 0,6 + 1,0 + 0,9 + 0,7 + 0,9 = 4,10 \text{ km}$$

Si comparamos el error de cierre con el error de cierre permisible: $ec \leq Ep$, es decir, que $0,006 \leq 0,030 \text{ m}$, llegamos a la conclusión que se puede ajustar la nivelación.

Tabla 2.2. Cálculo de las correcciones

$C(H-15-A) = \frac{0,006}{4,10} \cdot 0,60 = 0,001$	$C(A-B) = \frac{0,006}{4,10} \cdot 1,00 = 0,002$
$C(B-C) = \frac{0,006}{4,10} \cdot 0,90 = 0,001$	$C(C-D) = \frac{0,006}{4,10} \cdot 0,70 = 0,001$
$C(D-H-16) = \frac{0,006}{4,10} \cdot 0,90 = 0,001$	$\Sigma = 0,006$

Debe observarse que la sumatoria de las correcciones es de igual magnitud, pero de signo contrario al error de cierre. Estos valores de correcciones se sitúan en la tabla 1.9, en la columna correspondiente a las correcciones. Los ΔZ_c (ΔZ corregidos) se hallan sumando algebraicamente a los ΔZ observando, las correcciones correspondientes, y se sitúan en el registro en la columna correspondiente a los ΔZ corregidos.

Como comprobación, la sumatoria de los ΔZ_c debe ser igual al ΔZ fijo. Las cotas se calculan sumando algebraicamente a la cota anterior el desnivel corregido, o sea:

$$\text{Cota A} = 84,213 - 1,610 = 82,603 \text{ m}$$

$$\text{Cota B} = 82,603 + 1,226 = 83,829 \text{ m}$$

$$\text{Cota C} = 83,829 + 1,144 = 84,973 \text{ m}$$

$$\text{Cota D} = 84,973 - 1,329 = 83,644 \text{ m}$$

Como comprobación, al hallar la cota del PCF H-16, partiendo de la cota y el desnivel entre D y H-16, nos debe dar la cota fija de dato 84,565, o sea:

$$\text{Cota H-16} = 83,644 + 0,921 = 84,565 \text{ m (comprobado)}$$

Estos valores de cotas se sitúan en el registro de campo en su columna correspondiente.

Tabla 2.3. Ajuste de las nivelaciones

P Punto	Lado	Longitud	l/L	ΔZ_{obs}	Correc.	ΔZ_{corr}	Cota	Obs.
H-15							84,213	PCF
A	h-15-A	0,60	0,15	-1,611	-0,001	-1,610	82,603	
B	A-B	1,00	0,24	1,224	-0,002	1,226	83,829	
C	B-C	0,90	0,22	1,143	-0,001	1,144	84,973	
D	C-D	0,70	0,17	-1,330	-0,001	-1,329	83,644	
H-16	D-H-16	0,90	0,22	0,920	-0,001	0,921	84,565	PCF
Σ		4,10	1,00	0,346	0,006	0,352		

Ajuste de la nivelación en circuito cerrado

Se parte de un punto de cota conocido y se llega al mismo siguiendo un circuito determinado, debiendo cumplirse que $\Delta Z = 0$, o sea: $\Delta Z = \Sigma ME - \Sigma MF = 0$

Su objetivo es dejar toda una serie de puntos de cota conocida alrededor de un área determinada.

Ejemplo práctico

En la fig. 2.7 se muestra la nivelación en circuito cerrado, efectuada para establecer puntos de cota conocida alrededor de un área determinada. En este ejemplo se parte de un PCF E-20 de cota 10,471 m y se quiere obtener un error kilométrico de 20 mm.

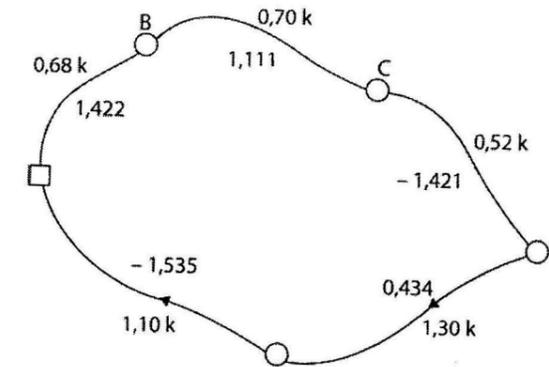


Fig. 2.7. Nivelación de circuito cerrado.

En la tabla 2.4, p.119 se han volcado los resultados de campo, así como los cálculos de gabinete. Para hallar el error de cierre en una nivelación en circuito cerrado tenemos que sumar todos los desniveles observados, y su no coincidencia con cero es precisamente el error de cierre cometido en la nivelación:

$$\Sigma \Delta Z_{obs} = 1,422 + 1,111 - 1,421 + 0,434 - 1,535 = 0,011 \text{ m}$$

El error de cierre permisible será:

$$Ep \leq ek \sqrt{k}$$

donde:

$$ek = 20 \text{ mm}$$

$$K = 0,68 + 0,52 + 0,70 + 1,30 + 1,10 = 4,30 \text{ km}$$

$$Ep \leq 20 \sqrt{4,30} = 0,040 \text{ m}$$

Como $ec \leq Ep$

$$0,011 \leq 0,040$$

Podemos ajustar la nivelación.

Para hallar las correcciones aplicamos la fórmula siguiente:

$$C(E-20-B) = \frac{0,011}{4,30} \cdot 0,68 = -0,002$$

$$C(C-B) = \frac{0,011}{4,30} \cdot 0,70 = -0,002$$

$$C(B-C) = \frac{0,011}{4,30} \cdot 0,52 = -0,001$$

$$C(D-F) = \frac{0,011}{4,30} \cdot 1,30 = -0,003$$

$$C(F-E-20) = \frac{0,011}{4,30} \cdot 1,10 = -0,003$$

$$\Sigma = -0,011 \text{ m}$$

Como vemos, la suma de las correcciones es igual en magnitud, pero signo contrario al error. Para hallar los ΔZ_c , sumamos algebraicamente a los desniveles observados las correcciones correspondientes. Estos valores aparecen en la tabla 2.4, en la columna de los ΔZ_c .

Para hallar las cotas de los puntos procederemos a la siguiente forma:

$$\text{Cota B} = 10,471 + 1,420 = 11,891 \text{ m}$$

$$\text{Cota C} = 11,891 + 1,110 = 13,001 \text{ m}$$

$$\text{Cota D} = 13,001 + 1,423 = 11,578 \text{ m}$$

$$\text{Cota F} = 11,578 - 0,431 = 12,009 \text{ m}$$

Tabla 2.4. Registro de nivelación del circuito cerrado

Punto	Lado	Longitud	I/L	ΔZ_{obs}	Correc.	ΔZ_{corr}	Cota	Obs.
E-20							10,471	PCF
B	E-20-B	0,68	0,16	1,422	-0,002	1,420	11,891	
C	B-C	0,70	0,16	1,111	-0,002	1,109	13,000	
D	C-D	0,52	0,12	-1,421	-0,001	-1,422	11,578	
F	D-F	1,30	0,30	0,434	-0,003	0,431	12,009	
E-20	F-E-20	1,10	0,26	-1,535	-0,003	-1,538	10,471	PCF
Σ		4,30	1,00	0,011	-0,011	0,000		

Ajuste de la nivelación de ida y vuelta

Es la empleada en nivelaciones de alta precisión, con el objetivo de correr una cota.

Ejemplo:

En la fig. 2.8 se desea determinar la cota del punto P-193 mediante la nivelación de ida y vuelta, sabiendo que la cota del punto del PCF (H-42) es de 6,7048 m. Se quiere obtener un error kilométrico de 10 mm.

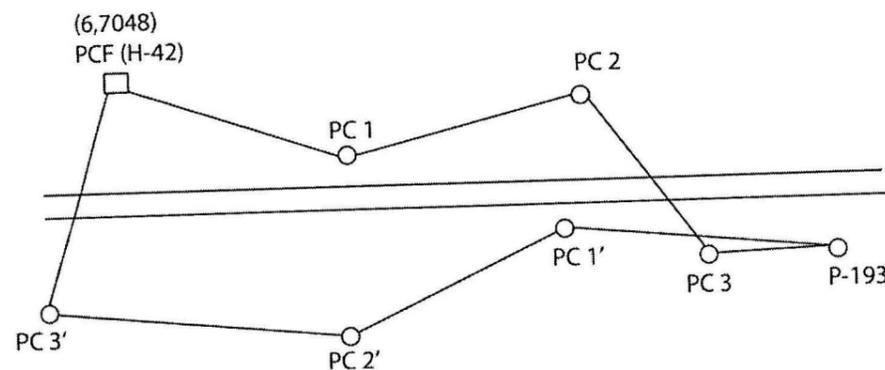


Fig. 2.8. Nivelación de ida y vuelta.

En la tabla 2.6 se muestra la forma de proceder; debe observarse que se ha tomado en cada puesto de mira tres lecturas, correspondientes a los hilos superiores, medio e inferior del retículo.

La diferencia de las lecturas entre (HS - HM) y (HM - HI) no debe pasar de 2 mm.

Tabla 2.5. Registro de la nivelación de circuito de ida y vuelta

Punto	Interv	Hilos	MA	MF	Hilos	Interv	Obs
H-42	272 273	2,029 1,757 1,484	1,757				PCF
PC-1	294 295	1,140 0,846 0,551	0,846	2,160	2,424 2,160 1,896	264 264	Ida
PC-2	301 300	1,530 1,229 0,929	1,229	1,388	1,687 1,388 1,089	299 299	Ida
PC-3	281 281	2,443 2,162 1,881	2,162	0,876	1,207 0,876 0,544	331 332	
P-193				1,149	1,387 1,149 0,911	238 238	Estaca
	2 297		5,994	5,573		2 265	
P-193	275 274	1,222 0,952 0,681	0,952				Regreso
PC-1'	275 274	1,206 0,931 0,657	0,931	1,927	2,148 1,927 1,707	221 220	Regreso
PC-2'	347 346	1,745 1,398 1,052	1,398	1,327	1,708 1,327 0,948	381 379	Regreso
PC-3'	207 207	2,259 2,043 1,052	2,043	0,738	1,048 0,738 0,428	310 310	
H-42				1,754	2,025 1,74 1,483	271 271	
	2 205		5,324	5,746		2 363	

Del registro de campo se puede obtener:

$$\text{Ida: } \Delta Z = (H-42-P-193) = \Sigma ME - \Sigma MF = 5,994 - 5,573 = 0,421 \text{ m.}$$

$$\text{Vuelta: } \Delta Z (P-193-H-42) = \Sigma ME - \Sigma MF = 5,324 - 5,746 = 0,422 \text{ m.}$$

$$\text{El error de cierre será: } ec = \Delta Z(\text{ida}) - \Delta Z(\text{vuelta}) = 0,421 - 0,422 = -0,001 \text{ m.}$$

Este error de cierre debemos compararlo con el error de cierre permisible: $E_p \leq ek \sqrt{k}$.

donde:

$$ek = 10 \text{ mm}$$

$$K = 0,913 \text{ Km}$$

En este caso la longitud de nivelada la hemos obtenido por un proceso denominado taquimetría.

$$E_p \leq 10 \sqrt{0,913} = 9,5 \text{ mm} = 0,0095 \text{ m}$$

Como $ec \leq Ep$, $0,001 \leq 0,0095$ se puede ajustar la nivelación.

En este caso promediaremos los desniveles de ida y vuelta, y se le suma algebraicamente al punto de cota fija H-42 para obtener la cota del punto P-193, o sea:

$$\Delta Z_{prom.} = \frac{0,422 + 0,421}{2} = 0,4215 \text{ m}$$

$$\text{Cota P-193} = \text{Cota H-42} + \Delta Z_{prom}$$

$$\text{Cota P-193} = 6,7048 + 0,4215 = 7,1263$$

2.1.5. Problemas de nivelación. Medida de desniveles en excavaciones

En la fig. 2.9 (a, b) p. 123, hemos graficado los dos métodos empleados para conocer el desnivel en una excavación. De estos dos métodos, el más usado es el de la figura 2.9 a), en la cual el instrumento se sitúa en un lugar conveniente, de forma tal que podamos observar una mira colocada en el punto A.

En la fig. 2.9 b) el método empleado consiste en situar el nivel encima del punto A, trabajo bastante impreciso y laborioso, por lo cual hace que este método nunca sea usado.

Para la figura a):

$$\Delta Z(A-B) + l_A = l_B + (l_2 - l_1) \quad (2.15)$$

$$\Delta Z(A-B) = (l_B - l_A) + (l_2 - l_1)$$

y para la figura b):

$$\Delta Z(A-B) + Al_1 = Al_2 + (l_2 - l_1)$$

$$\Delta Z(A-B) = (Al_2 - Al_1) + (l_2 - l_1)$$

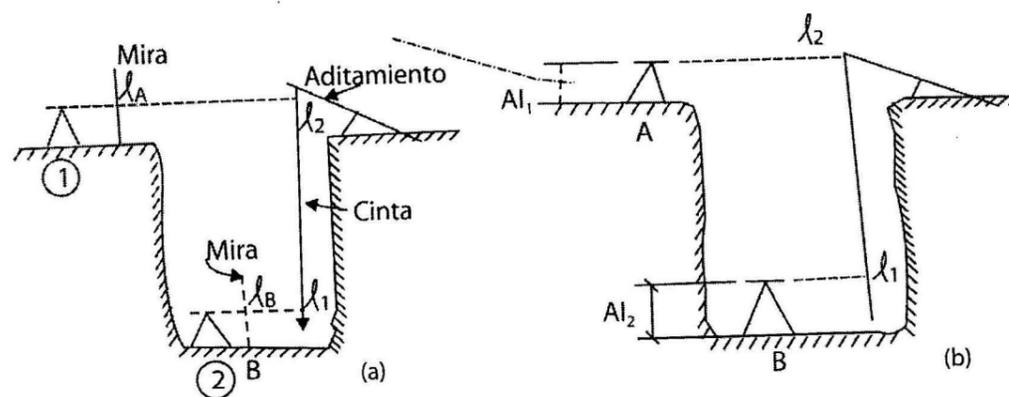


Fig. 2.9. (a, b). Determinación del desnivel de la excavación.

Medidas de asentamientos y flechas en las estructuras

En la figura 2.10, p. 124 está representada una estructura de la cual se desea conocer el asentamiento que sufren los cimientos, así como la flecha que adquieren los puntos notables señalados, después de desencofrar la estructura.

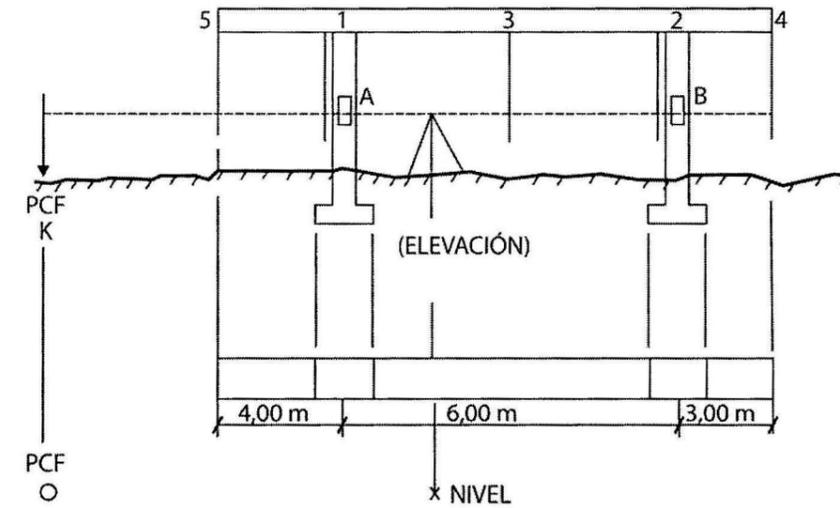


Fig. 2.10. Determinación de asentamientos y flechas de estructuras.

El procedimiento para determinar el asentamiento de cada apoyo consistirá en hallar la diferencia de elevación de cada uno, cuando la estructura esté encofrada y después de quitar el encofrado. Para ello colocamos un nivel, (fig. 2.10 y fig. 2.11, p.125) y dirigimos una visual a un punto de cota conocida H, con lo cual obtendremos la lectura del instrumento en esa posición; a continuación dirigimos visuales a los puntos A y B, que son reglillas de acero invar empotradas en cada una de las columnas (registro). Se repite la operación anterior después de quitar el encofrado (registro) y su diferencia nos proporciona el asentamiento absoluto de cada apoyo.

$$\Delta S1 = 0,479 - 0,474 = 0,005 \text{ m, y } \Delta S2 = 0,503 - 0,468 = 0,035 \text{ m}$$

Tabla 2.6. Registro de campo de las medidas de asentamientos

Punto	ME	AI	MF	Cota	Lec. mira	Observ.
M	1,243	1,243		0,000		PCF
A			0,764	0,479		
B			0,740	0,503		
1					1,946	
2					1,886	

Lo que nos interesa no es el asentamiento absoluto, sino el diferencial que hay entre ellos, que es, en definitiva, el que nos ocasiona dificultades en la estructura, y será:

$$\Delta S(1-2) = 0,035 - 0,005 = 0,030$$

En toda la obras se da cierta pendiente a las losas de techo, con el objetivo de facilitar el escurrimiento de las aguas. Para obtenerla existen varias formas; el procedimiento que utilizaremos será dirigir lecturas de mira a los puntos 1 y 2, antes de desencofrar la estructura (ver fig. 2.11), y registro de campo, con la particularidad de que la mira se encuentra invertida. Este procedimiento se conoce como asentamiento por construcción, y en nuestro caso será:

$$\Delta Sc = 1,946 - 1,886 = 0,060 \text{ m}$$

El asentamiento por construcción se refleja en la fig. 2.11.

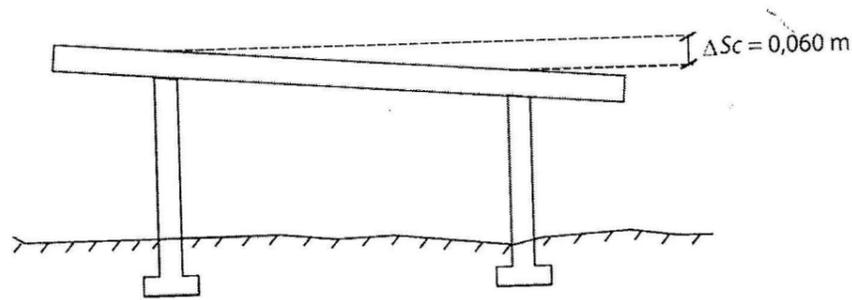


Fig. 2.11. Determinación de asentamiento por construcción.

Conociendo el asentamiento diferencial y el asentamiento por construcción, podemos obtener el asentamiento total de la estructura después de desencofrada, que para nuestro problema:

$$\Delta S_{total} = \Delta S(1-2) + \Delta S_c = 0,030 + 0,060 = 0,090 \text{ m}$$

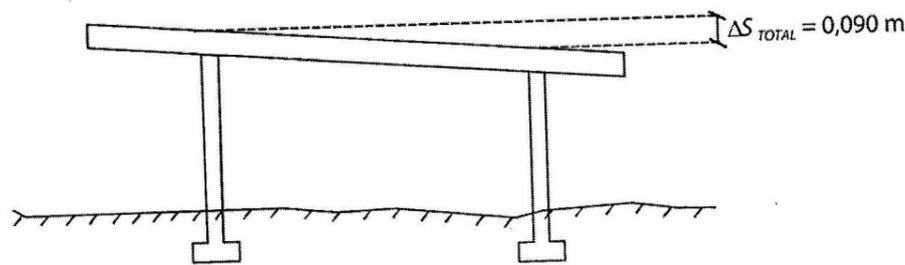


Fig. 2.12. Determinación de asentamiento por construcción rígida y deformable.

Si el hormigón fuera un material rígido e indeformable, la configuración de la estructura, después de desencofrada sería la mostrada en la fig. 2.12, pero como su comportamiento es elástico-plástico, la verdadera posición que adopta será la mostrada en la fig. 2.13. Esta diferencia entre la posición verdadera que adopta la estructura, línea punteada (fig. 2.13), y la posición que ocuparía si el hormigón no admitiera ciertas flexiones, línea continua (fig. 2.13), es lo que se conoce como flecha.

Para determinarla procedemos de la siguiente forma: primeramente calculamos la pendiente que tiene la losa de techo, después de desencofrada y suponiendo que el hormigón no admite flexiones (ver: Tabla 2.7).

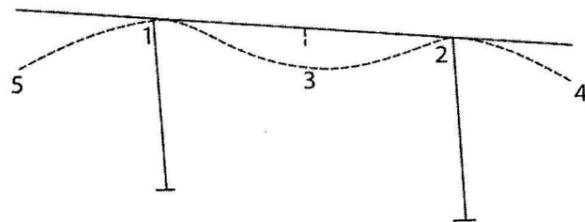


Fig. 2.13. Determinación de la flecha en la construcción.

Tabla 2.7. Registro de camo del cálculo de la flecha

Punto	ME	AI	MF	Cota	Lectura de mira observada	Lectura de mira calculada	Flecha	Observ.
H	1,239	1,239		0,000				PCF
A			0,765	0,474				
B			0,771	0,468				
1					1,972			

2					1,880			
3					1,908	1,926	0,018	
4					1,830	1,836	0,006	
5					2,015	2,031	0,016	

$$P = \frac{0,090}{6,00} = 0,015 \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

2.1.6. Nivelación trigonométrica

La cota de los puntos de la red para el levantamiento se transmite por medio de la nivelación trigonométrica (fig. 2.14, p. 129).

La ejecución de la nivelación trigonométrica comprende la medición del ángulo de inclinación δ y la distancia horizontal entre los puntos A de cota conocida y B, cuya cota se va a determinar.

En la fig. 2.14 se ha estacionado un teodolito sobre un punto de cota fija A y una mira sobre el punto B, punto cuya cota se desea conocer.

Si llamamos:

M: Lectura en la mira con el hilo medio del retículo.

l: Altura del instrumento (desde el PCF al eje de colimación).

t: Distancia vertical entre la intersección de la visual con la mira y la horizontal que pasa por el anteojo del instrumento.

α : Ángulo vertical medido a partir de la horizontal. Puede ser de elevación (+) o de depresión (-).

$H = \Delta Z$: Diferencia de nivel entre los puntos A y B.

De la figura se sabe que:

$$i + t = H + m \quad (2.16)$$

Despejando *H*:

$$H = t + (i - m)$$

Creemos conveniente aclarar que en la expresión anterior, el término *t* responde a la expresión siguiente:

$$t = D \tan \alpha$$

donde:

D: Distancia horizontal entre los puntos A y B.

Por tanto, la cota del punto B con respecto a A será: $H_B = H_A - D \tan \alpha - i$

El error de la nivelación trigonométrica puede calcularse por la fórmula:

$$m_H = \pm \frac{m_\delta^2 D^2}{\rho^2 \cos^4 \delta} + m_D^2 \tan^2 \delta \quad (2.17)$$

donde:

m_δ : Error de medición del ángulo.

m_D : Error de la distancia horizontal.

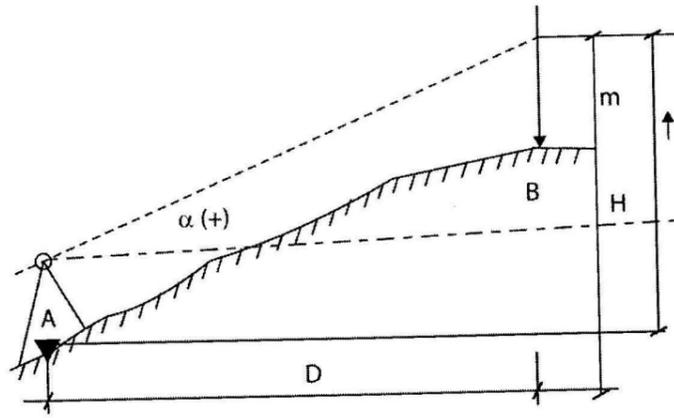


Fig. 2.14. Nivelación trigonométrica.

2.1.7. Curvas de nivel

Conocer el relieve del terreno es de mucha importancia para las ramas de la ciencia. El ingeniero topógrafo necesita conocer el relieve del terreno para proyectar las construcciones, obras hidrográficas, hidrotécnicas, obras de movimiento de tierra, etcétera.

Se llama curva de nivel a la línea imaginaria situada por encima de la superficie terrestre, que une a todos los puntos de igual altura con respecto a una superficie de referencia (NMM). Las curvas de nivel que aparecen dibujadas sobre el plano son semejantes a las del terreno. La idea del método se logra a partir de la figura siguiente (fig. 2.15).

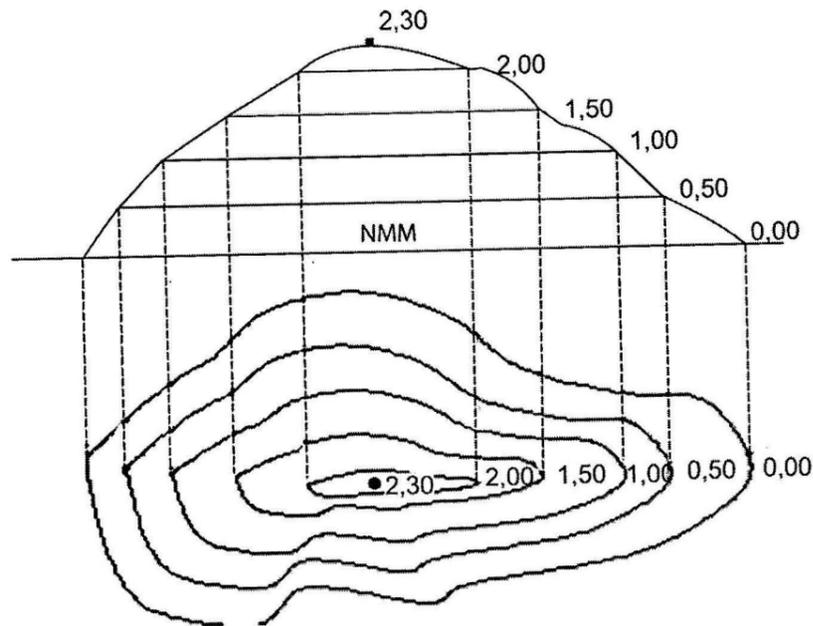


Fig. 2.15. Representación del terreno por curvas de nivel.

Características de las curvas de nivel

Las principales características de las curvas de nivel son las siguientes:

- Todos los puntos de la curva de nivel tienen la misma elevación con respecto a la superficie de referencia.

- Las curvas de nivel son cerradas, dentro de los límites del plano o fuera de los límites del mismo.
- Las elevaciones se distinguen por una serie de curvas cerradas, en este caso las curvas de nivel aumentan sus valores hasta el centro (fig. 2.16a, p.131).
- Las depresiones también son curvas cerradas, pero en este caso las curvas de nivel disminuyen sus valores hasta el centro (fig. 2.16b).
- Las curvas de nivel nunca se cortan, ramifican o se dividen.
- En una pendiente uniforme las curvas de nivel aparecen igualmente espaciadas. Con menor separación entre curvas de nivel se pueden lograr pendientes más fuertes y con mayor separación entre curvas de nivel se pueden lograr pendientes más suaves (fig. 2.17 a y b).
- Los valles son curvas de nivel convexas hasta la corriente; las divisorias son curvas de nivel cóncavas hasta la corriente.

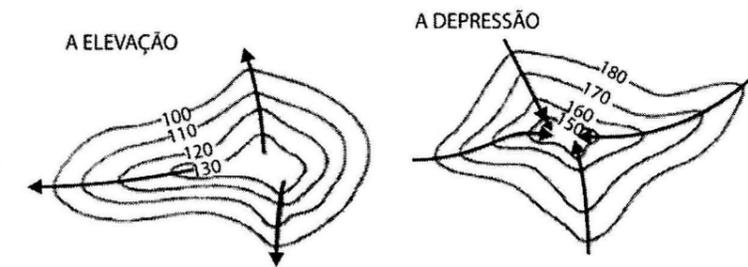


Fig. 2.16 (a y b). Elevaciones y depresiones como forma del relieve.

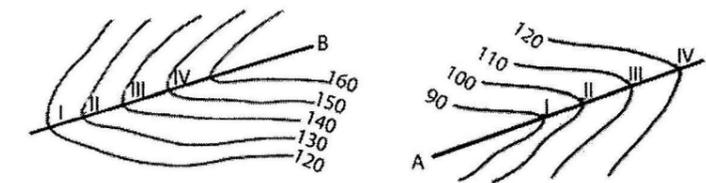


Fig. 2.17 (a y b). Pendientes del terreno dadas por la separación entre curvas de nivel.

Verificar por la carta si desde un punto se puede ver el otro:

Hay que analizar en la carta si desde un punto P, con cota 118 m, se puede ver el punto Q, con cota 135 m. Si la dirección de la visual intersecciona los puntos de cota conocida (elevaciones), cuya altura es superior a la de los puntos P o Q, entonces no es posible desde un punto ver el otro (fig. 2.18, p. 132).

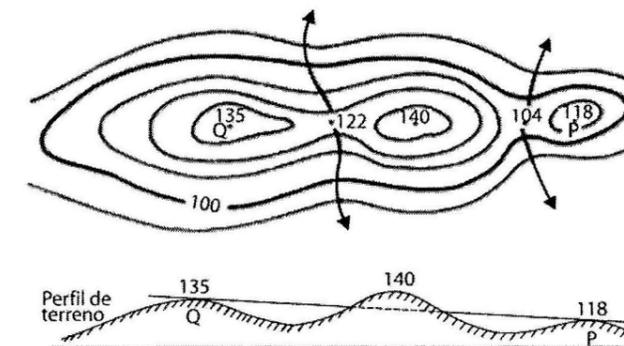


Fig. 2.18. Perfil del terreno cuya cota del punto intermedio es mayor que la de los puntos extremos.

Si la línea visual intersecta apenas las curvas de nivel, o los puntos de cota conocida, cuya cota más elevada es inferior a la de cualquiera de los puntos extremos, entonces desde uno de estos puntos se puede ver el otro (fig.2.19).

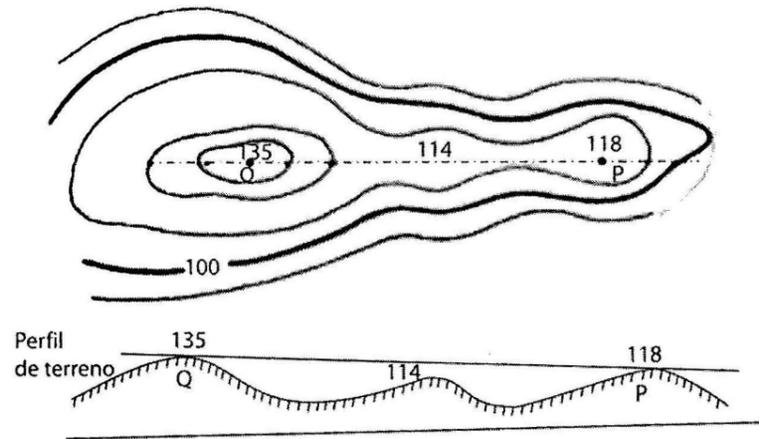


Fig. 2.19. Perfil del terreno cuya cota del punto intermedio es menor que la de los puntos extremos.

Si la línea visual intersecta las curvas de nivel o los puntos de altura conocida, cuya cota más elevada está comprendida entre las cotas de los puntos extremos, desde uno de estos puntos puede o no ser visible el otro.

Ventajas de la representación del relieve por curvas de nivel

Este método da una representación del terreno clara y perfecta, exigiendo apenas un número mínimo de puntos con cotas conocidas. Permite el dibujo sin confusión, de gran extensión de terreno, y, como acabamos de ver, posibilita la resolución de gran número de problemas interesantes. Por todas estas ventajas, se volvió el método más comúnmente empleado en las cartas topográficas y en aquellas dibujadas a la escala superior a 1:100 000; puede decirse que es el único exclusivamente empleado con buenos resultados.

2.1.8. Equidistancia

Se llama equidistancia a la separación vertical entre curvas de nivel. Producen un grado de refinamiento de la representación. Entre menor ésta sea, más se aproxima nuestra representación a la configuración real del terreno.

Es evidente que si las curvas de nivel son excesivas, será imposible distinguirlas entre sí; o en la práctica se establece la equidistancia en función de varios factores, de forma que sean fácilmente identificadas y que exista una justificación aceptable para su selección.

Relación entre equidistancia, escala del plano, pendientes del terreno y separación entre curvas de nivel.

Si llamamos a P - pendiente del terreno, e - equidistancia, S - separación entre curvas de nivel en el terreno, M - denominador de la escala del plano, entonces podrá conocer la pendiente entre dos curvas de nivel:

$$P = \frac{e}{S} \quad (2.18)$$

Si llamamos s a la separación entre curvas de nivel en el plano, la escala del plano será:

$$E = \frac{1}{M} = \frac{s}{S}$$

donde:

$$S = sM$$

Entonces:

$$\frac{e}{P} = Ms$$

$$e = PMs$$

(2.19)

Ejemplos:

1. Se necesita confeccionar un plano topográfico a escala 1:10 000 de una zona donde las pendientes medias son, en términos generales, inferiores a 25 %. Se necesita que la separación entre curvas de nivel sea menor que 0,002 m, calcular la equidistancia que debe emplearse.

$$E = Psm = 0,25(0,002)10\ 000 = 5\text{ m}$$

2. Para confeccionar un mapa topográfico a escala 1:20 000 se emplea una equidistancia de 10 m ¿qué separaciones tomaron las curvas de nivel en una región donde las pendientes son del 75 %?

$$s = \frac{e}{PM} = \frac{10}{0,75(20\ 000)} = 0,00067\text{ m}$$

2.1.9. Interpolación de curvas de nivel

En general, existen tres métodos para interpolar curvas de nivel:

- Analítico o aritmético.
- Estima.
- Gráfico.

Método analítico o aritmético

Se hace la interpolación por proporción aritmética, obteniendo por consiguiente, una interpolación matemática exacta.

Ejemplo:

Se quiere interpolar la curva de nivel 65,00 m, que pasa entre los puntos señalados (ver fig. 2.20).

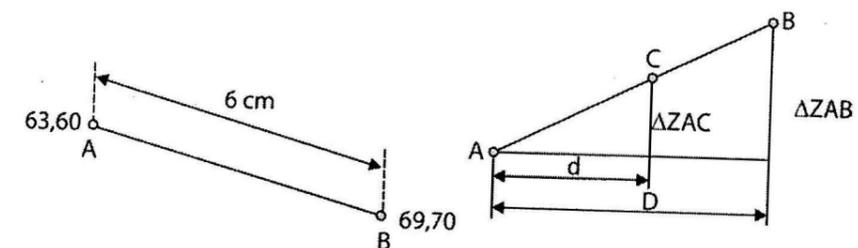


Fig. 2.20. Interpolación de curvas de nivel.

Por proporción:

$$\frac{\text{Curva mayor} - \text{curva menor}}{\text{Distancia entre ellas}} = \frac{\text{Curva que desea pasar} - \text{curva menor}}{\text{distancia entre curva menor y la curva que se desea pasar}}$$

Trabajos topográficos de replanteo

Según la figura de arriba:

$$\frac{69,70 - 63,50}{5} = \frac{65,00 - 63,50}{x}$$

$$x = \frac{1,50}{6,20} 5 = 1,2 \text{ cm}$$

Por tanto, la curva 65,00 m estará a 1,2 cm del punto A.

O también:

$$\frac{\Delta Z_A^B}{D_{AB}} = \frac{\Delta Z_A^C}{d_{AC}} = \frac{6,20}{5} = \frac{1,5}{d_{AC}}$$

Método de los patrones transparentes

Se traza sobre un papel transparente una serie de líneas radiales, formando entre sí un ángulo constante a ambos lados de la línea central, sobre la que se trazan perpendiculares a intervalos convenientes (ver fig. 2.21).

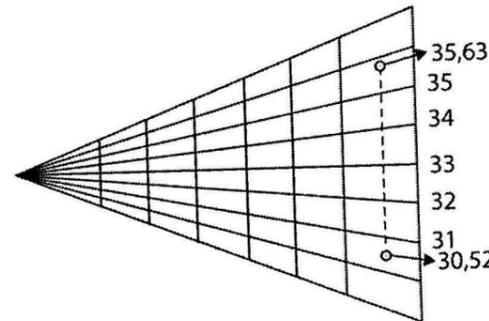


Fig. 2.21. Interpolación de curvas de nivel el por método de los patrones transparentes.

Hacer la interpolación con equidistancia de un metro, entre los puntos de cota 30,52 y 35,63 m.

Entre ambos puntos han de pasar cinco curvas de nivel: 31, 32, 33, 34 y 35 m.

Para hacer la interpolación debe moverse el patrón sobre el dibujo, hasta que la línea central del patrón sea perpendicular a la línea imaginaria que une los dos puntos, de manera que entre ambos puntos existan cinco líneas radiales.

Se debe tener en cuenta que los puntos de cota 30,52 m y 35,63 m son ajustados dentro de los intervalos de las líneas radiales, que corresponden con las curvas 30,00 m y 31,00 m y 35,00 m y 36,00 m respectivamente.

3.1. Tipos de trabajos topográficos de replanteo

El replanteo es el trabajo técnico que tiene por objetivo materializar, en el terreno puntos, líneas rectas y curvas que permiten situar y delimitar las obras proyectadas por los ingenieros, o que permiten restituir en el terreno, direcciones, monumentos, etc., que aparecen en los planos topográficos.

Para llevar el proyecto de edificación en general al terreno se confeccionan los planos de replanteo, señalando los métodos de amarre a los ejes fundamentales de las obras.

Los materiales necesarios para el replanteo (coordenadas, ángulos y distancias) se obtienen en dependencia del método que se ha confeccionado en el proyecto o plano general.

Las coordenadas de los puntos que son necesarios llevar al terreno, es decir, las esquinas de las obras mineras, se toman del plano de forma gráfica o analítica. Teniendo las coordenadas de los puntos geodésicos y las coordenadas del proyecto del plan de obra se resuelve la tarea geodésica inversa, o sea, se calculan los ángulos de dirección (acimutes planos) y el valor de la longitud de la línea como muestra la fórmula de abajo:

$$\tan \delta_{AB} = \frac{(X_B - X_A)}{(Y_B - Y_A)} \text{ y } \tan \delta_{AC} = \frac{(X_C - X_A)}{(Y_C - Y_A)} \quad (3.1)$$

$$\beta = \delta_{AB} - \delta_{AC} \quad (3.2)$$

$$s^2 = (X_C - X_A)^2 + (Y_C - Y_A)^2 \quad (3.3)$$

Estos elementos se emplean en el terreno para alcanzar la posición del punto del proyecto. La precisión de este método depende de la escala; cuanto mayor sea la escala, mayor será la precisión.

Existen otros métodos de proyección como el analítico, que se emplea fundamentalmente para reconstruir y ampliar las obras existentes, o sea, aquellos casos en los que se necesita una exacta relación entre los elementos y los objetos existentes y proyectados. En este caso, las coordenadas de los puntos fundamentales de las obras existentes se determinan mediante mediciones geodésicas en el terreno y las coordenadas de la obra proyectada se calculan de forma analítica empleando las dimensiones de la obra.

El método grafo - analítico se emplea, principalmente en la confección de planos generales de empresas industriales, sujetos a la reconstrucción.

Debemos recalcar que el método de los trabajos topográficos de replanteo es el proceso inverso del levantamiento. En la realidad en el levantamiento, las distancias y los ángulos se miden, y durante el replanteo ellas se construyen en el terreno, las alturas se determinan por medio de las mediciones, en el replanteo, ellas se llevan al terreno. Es evidente que el proceso de replanteo es más complejo que el levantamiento.

Aquí en este proceso las múltiples mediciones proporcionan resultados con un nivel de exactitud mayor, lo cual se emplea directamente, garantizando una mayor precisión.

El replanteo de obras puede agruparse en tres etapas:

1. Primera etapa. Consiste en realizar los trabajos topográficos de replanteo de los ejes principales de las obras y ejes de simetría, desde la red de apoyo que se fijan como monumentos; para esto se utiliza el plano general de construcción y los planos de replanteo de la obra, de los cuales se demuestra que los ángulos y segmentos de líneas son necesarios medirlos en el terreno, para llevarlos, mediante los elementos topográficos, a los principales puntos y planos de obra.

A partir de los puntos geodésicos iniciales se lleva al terreno solamente uno de los ejes principales. Para esto no se requiere de una precisión excepcionalmente alta de los trabajos de replanteo, ya que este eje determina la posición y orientación de la obra en el terreno.

2. Segunda etapa. Se realiza el replanteo detallado de la obra, desde los puntos fijados en los ejes principales; se replantean los ejes longitudinales y transversales de los bloques de construcción y de parte de la obra, empleando para eso las dimensiones señaladas en el plano de trabajo.

Al mismo tiempo se colocan los puntos en el plano, las cotas de proyecto. El replanteo detallado determina la posición recíproca de los elementos de obra, que se realiza con una precisión significativamente menor que la del replanteo de los ejes principales.

Los ejes principales pueden ser determinados en el terreno con un error de 2mm a 3 mm, y a veces mayor, mientras que el replanteo de los ejes detallados se efectúa con una precisión de 3 mm a 5 mm o más.

3. Tercera etapa. Comprende el aseguramiento geodésico del montaje del equipamiento tecnológico, para lo cual una vez concluida la construcción de los cimientos se replantean y se fijan los ejes de montaje y se sitúa la posición del proyecto. En esta etapa de replanteo se exige una mayor precisión de los trabajos geodésicos (0,1mm a 1mm o más).

Por lo expuesto anteriormente, se puede decir que la precisión aumenta a medida que las etapas van aumentando; esto es, desde la primera etapa hasta la tercera.

3.2. Elementos topográficos de replanteo

El replanteo es un conjunto de trabajos que tiene por objetivo establecer en el terreno los puntos y líneas básicas de la obra, de manera que la misma pueda ejecutarse: el replanteo es, de hecho, la operación inversa al levantamiento, o sea:

- Levantamiento (del terreno al plano);
- Replanteo (del plano al terreno).

3.2.1. Replanteo de distancia

En el replanteo de distancias en el terreno se considera apenas el uso de cinta métrica, que es usual en los trabajos de ingeniería, y dentro de ella se analizan dos casos de acuerdo a la precisión requerida.

Caso 1. Cuando la precisión del replanteo sea posible alcanzarla con la medición corriente ($P = 1:1\ 000$).

- A) Si la distancia a replantear es menor que la longitud de la cinta, se extenderá la misma en la dirección requerida, reiterando a cero en A y manteniéndola horizontal. Aplicaremos una tensión adecuada marcando el punto B según la distancia pretendida (fig. 3.1).

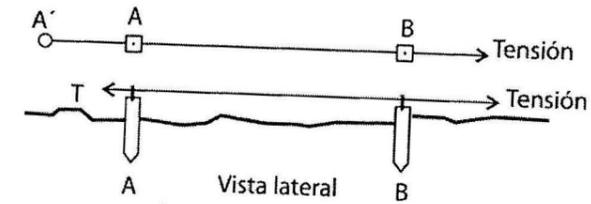


Fig. 3.1. Forma de colocar la cinta en el replanteo de distancia.

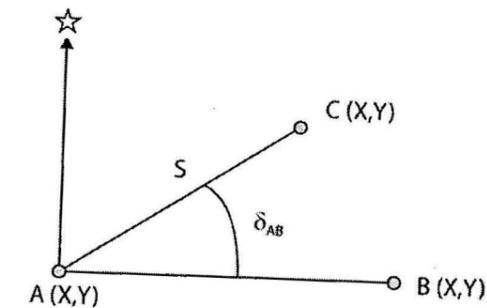


Fig. 3.2. Replanteo de una línea.

- B) Si la distancia a replantear es mayor que la longitud de la cinta, deberá replantearse inicialmente el punto B' mediante una medición aproximada, midiéndose entonces con todo cuidado en sentido AB y después B'A, promediándose los valores obtenidos. Si su diferencia es menor que 10 cm/100 m, se determina entonces el error de la distancia AB' y se distancia el punto B', según se requiere, marcando el punto B que define a distancia AB a replantear (fig. 3.3).



Fig. 3.3. Determinación de los errores de la distancia.

Ejemplo: Se quiere replantear una distancia $AB = 142,84$ m

Medición $AB' = 142,86$ m

Medición $B'A = 142,78$ m

La diferencia $AB' - B'A = 0,08$ es menor que el permisible, y es de $0,14$ m (10 cm/100 m).

El promedio será: $\frac{142,86 + 142,78}{2} = 142,82$ m

Entonces el error será: $e = 142,82 - 142,84 = -0,02$ m y es la corrección $c = \pm 0,02$ m, lo que dice que el punto B' se aleja hasta 2 cm, marcándose el punto B que define la distancia requerida AB.

Caso 2. Cuando la precisión del replanteo sea mayor que 1:1000, será necesario aplicar correcciones a los errores sistemáticos.

En este caso se replantea un punto B', mediante una medición aproximada, y se procede a la medición de la distancia AB' de ida y vuelta, empleando:

- Una cinta de acero calibrada o comparada.
- Un termómetro (para determinar la temperatura).
- Un dinamómetro (para aplicar la tensión).
- Un nivel y dos miras (para determinar ΔZ).

Una vez medida la distancia de ida y vuelta, se determinan las correcciones de los errores sistemáticos más importantes; que son:

- Corrección por la cinta ($C_c = l_{cal} - l_{nominal}$).
- Corrección por la temperatura [$C_t = \alpha l (t - t_c)$].
- Corrección por la inclinación ($C_i = -\Delta Z^2 / 2D$).

Obteniéndose cada distancia corregida como:

$$D_{correg} = D_{med} + \sum \text{corrección} \quad (3.4)$$

$$D_{correg} = D_{med} + (C_c + C_t + C_i) \quad (3.5)$$

Una vez obtenida cada distancia corregida, se calcula la precisión obtenida, comprobándose:

$$P_{obt} \geq P_{req} \quad (3.6)$$

En caso que se cumpla la condición, se halla la corrección que debe ser aplicada a la distancia promedio para el tramo requerido AB.

Ejemplo: Se quiere replantear una distancia de 80,00 m con una precisión de 1:5000, para lo cual se dispone de: una cinta de acero de 50 m de longitud nominal que comparada a 20°C y tensión de 15 kg resultó tener 49,990 m. $\alpha = 0,0000116/^\circ\text{C}$.

Tabla 3.1. Replanteo de una distancia

Desde	Hasta	Distanc. (m)	Temp.	ΔZ	Correcciones		
					Cinta	Temper.	Inclin.
A	1	50,000	30°	2,00	-0,010	+0,006	+0,040
1	B'	30,010	32°	1,20	-0,006	+0,004	-0,024
B'	2	50,000	34°	-1,80	-0,010	+0,008	-0,032
2	A	30,026	35°	-1,40	-0,006	+0,005	-0,033

$$C_{fita} = l_{cal} - l_{nom}$$

$$A-1 = 49,99 - 50 \text{ m} = -0,010$$

$$2 A = -0,006$$

$$\alpha = 0,0000116/^\circ\text{C}$$

$$1-B' = 49,99/50 \cdot 30,010 = -0,006$$

$$C_{temp} = \alpha l \Delta t$$

$$C_{inc} = D_n - D_i$$

$$B'-2 = -0,010$$

$$\Delta t = T - T_c$$

$$C_{inc} = \sqrt{D^2 - \Delta Z^2} - D_i = \frac{\Delta Z^2}{2D} \quad (3.7)$$

Distancias corregidas es igual a la distancia medida menos sumatoria de las correcciones.

$$AB' = 80,010 + (-0,016 + 0,010 - 0,064) \quad (3.8)$$

$$AB' = 80,010 - 0,070 = 79,940 \text{ m}$$

$$B'A = 80,026 + (-0,016 + 0,013 - 0,065) \quad (3.9)$$

$$B'A = 80,026 - 0,068 = 79,958 \text{ m}$$

$$V_p = (79,940 + 79,958)/2 = 79,949 \text{ m}$$

$$r_1 = X1 - V_p = -0,009 \text{ m} = 9 \text{ mm} \quad r_1^2 = 81 (\text{mm})^2$$

$$r_2 = X2 - V_p = +0,009 \text{ m} = 9 \text{ mm} \quad r_2^2 = 81 (\text{mm})^2$$

$$\sum = 0,0000 \quad \sum r_i^2 = 162$$

$$ep = \pm 0,6745 \sqrt{\frac{\sum r_i^2}{n(n-1)}} = \sqrt{\frac{162}{2(1)}} = 0,6745 \cdot 9 \approx 6,1 \text{ mm} \quad (3.10)$$

$$ep = \pm 0,0061 \text{ m}$$

$$P_{obt} = \frac{ep}{V_p} = \frac{0,0061}{79,949} = \frac{1}{13170} \approx \frac{1}{13000} \quad (3.11)$$

Y por tanto se cumple que $P_{obt} \geq P_{req}$, es decir, $1/13170 > 1/5000$.

Entonces $AB' = 79,949 \text{ m}$, y la corrección será:

$$C = 80,000 - 79,949 = +0,051 \text{ m}$$

3.2.2. Replanteo de ángulos

En el replanteo de los ángulos pueden presentarse dos casos:

- Que la precisión requerida sea más pequeña en comparación con la del equipo (teodolito) a emplear, y
- que la precisión requerida sea comparablemente mayor que la del teodolito a emplear.

En el primer caso se emplean los métodos siguientes:

Método I:

Paso 1. Se estaciona y nivela cuidadosamente el teodolito en B.

Paso 2. Se coloca el limbo en $0^\circ 00'$ y se biseca el punto A.

Paso 3. Se suelta la alidada hasta leer el ángulo requerido, marcándose un punto C₁ que debe quedar perfectamente bisecado.

Paso 4. Se revisa la nivelación del teodolito y con el anteojo invertido se coloca la lectura $180^\circ 00'$ y se biseca A.

Paso 5. Se suelta la alidada hasta leer 180°, marcándose un segundo punto C₂, que debe quedar perfectamente bisecado;

Paso 6. Se mide la distancia C₁C₂ y se marca en el centro el punto C, que definirá el ángulo requerido (fig. 3.4).

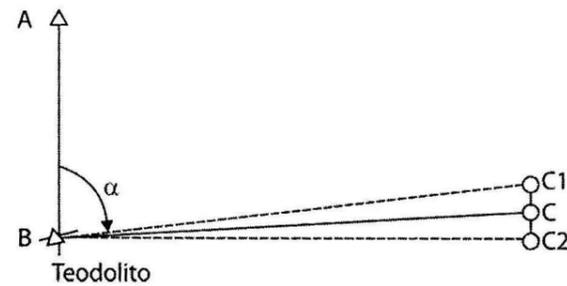


Fig. 3.4. Replanteo del ángulo por el Método I.

Recomendaciones:

- Estacionar el teodolito con cuidado, buscando que el error de estación sea = 2 mm.
- Determinar los puntos C₁, C₂ y C lo más próximo posible, incluso fuera del área de replanteo.
- Utilizar señales adecuadas (estacas de madera o de hierro) en C₁, C₂ y C.

El empleo de este método se hace con la tabla siguiente:

Tabla 3.2. Precisión requerida del replanteo del ángulo

Teodolito	Precisión requerida
THEO-010	≤ 1'
THEO-020	≤ 2'
THEO-080	≤ 10'

Método II:

Paso 1: Se estaciona y se nivela cuidadosamente el teodolito en B.

Paso 2: Se coloca el limbo en 0°00' y se biseca el punto A.

Paso 3: Se suelta la alidada hasta leer el ángulo (al minuto), marcándose el punto C₁, midiéndose BC₁.

Paso 4: Se mide el ángulo ABC₁ con n posiciones, o sea, aplicando n veces la regla de Bessel.

Paso 5: Se halla el valor promedio de las n mediciones; α_m.

Paso 6: Se calcula la diferencia Δα = α - α_m.

Paso 7: Se calcula la separación x que debe estar entre C₁ y C₂ para obtener el punto C que define α.

Paso 8: Se marca el punto C sobre la perpendicular a BC₁ y la distancia x de C₁.

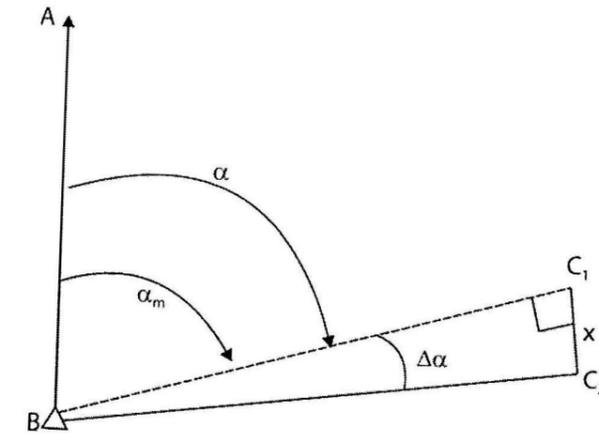


Fig. 3.5. Replanteo del ángulo por el Método II.

Método III:

Paso 1: Se estaciona y se nivela cuidadosamente el teodolito en B.

Paso 2: Se coloca a limbo en 0°00' y se biseca el punto A.

Paso 3: Se afloja la alidada hasta leer un ángulo α₁, marcándose un punto C₁, y se suelta de nuevo hasta leer α₂, marcándose el punto C₂, donde: α₁ ≈ α - 01', α₂ ≈ α + 01'.

Paso 4: Se miden los ángulos ABC₁ y ABC₂ con n posiciones, o sea, aplicando n veces la regla de Bessel.

Paso 5: Se calcula el promedio de las n mediciones de cada ángulo, que serán:

$$\alpha_{m1} = \text{ABC}_1 \text{ e } \alpha_{m2} = \text{ABC}_2 \quad (3.12)$$

Paso 6: Se calcula el valor Δα = α_{m2} - α_{m1} (3.13)

Paso 7: Se calcula la distancia x a que debe colocarse el punto C para definir el ángulo requerido α.

Paso 8: Se mide la distancia x, a partir de C₁, que definirá el ángulo α.

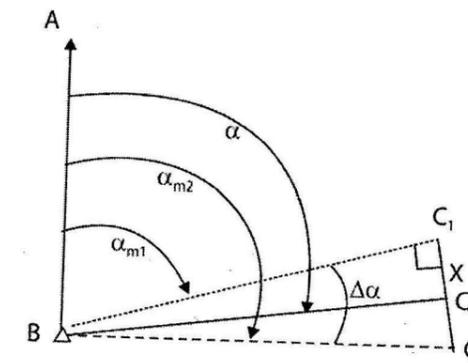


Fig. 3.6. Replanteo del ángulo por el Método III.

Sea: $\Delta\alpha_1 = \alpha_{m2} - \alpha_{m1}$

$\Delta\alpha_2 = \alpha - \alpha_{m1}$

Entonces se cumple:

$$\frac{\Delta\alpha_1}{C_1C_2} = \frac{\Delta\alpha_2}{\Delta\alpha} \quad (3.14)$$

Según estudios de Topografía General, el error resultante de las mediciones accidentales será:

$$e_{Td} = \sqrt{ev^2 + ed^2 + ep^2 + el^2}, \text{ error de una dirección} \quad (3.15)$$

$$e_{Ta} = \sqrt{ev^2 + ed^2 + 2ep^2 + 2el^2}, \text{ error de un ángulo (de las direcciones)} \quad (3.16)$$

Si se mide el ángulo con una sola posición (Regla de Bessel)

$$e_T = \sqrt{ev^2 + ed^2 + \frac{4ep^2}{2^2} + \frac{4el^2}{2^2}} = \sqrt{ev^2 + ed^2 + ep^2 + el^2} \quad (3.17)$$

Si se mide el ángulo con n posiciones se tiene:

$$e_T = \sqrt{ev^2 + ed^2 + \frac{4n}{(2n)^2} ep^2 + \frac{4n}{(2n)^2} el^2} = \sqrt{ev^2 + ed^2 + \frac{ep^2}{n} + \frac{el^2}{n}} \quad (3.18)$$

Teniendo en cuenta los parámetros técnicos de los teodolitos THE-10, THE-20 y THE-80, y empleando las expresiones (3.15), se confeccionó la Tabla 3.3, que da el número de posiciones con que debe medirse el ángulo para obtener la precisión dada en el **Método II** (p. 147).

Tabla 3.3. Número de posiciones a medir en los ángulos

Tipo de teodolito		Precisión requerida en el replanteo												
		3"	4"	5"	6"	8"	10"	15"	30"	1'	2'	3'	4'	5'
Theo 010	A	-	4	3	3	2	2	1	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2
	B	-	-	-	4	2	2	1	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2
6	A	-	-	6	4	3	2	1	1	1	1/2	1/2	1/2	1/2
	B	-	-	-	-	4	2	1	1	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2
Theo 080	A	-	-	-	-	-	-	-	4	3	2	1	1	1
	B	-	-	-	-	-	-	-	5	4	3	2	1	1

- La línea A corresponde al replanteo a 100 m, con un error de ± 1 mm en la estación,
- La línea B corresponde al replanteo a 50 m, con un error de ± 1 mm en la estación,
- El valor de 1/2 de la posición significa la medición simple del ángulo.

En el caso de emplear el **Método III**, el número n de reiteraciones se determina multiplicando los valores de la Tabla 3.1 (p.144) por 1,5 (redondeándose por exceso en el caso de lograr una fracción decimal).

Se consideran elementos fundamentales de los trabajos topográficos de replanteo: la medición del ángulo de proyecto, la distancia, cota, líneas, y planos con inclinación dada. Estos elementos permiten colocar en el espacio, cualquier objeto de obra proyectada.

Para medir el ángulo de proyecto en el terreno es necesario tener los datos de la preparación geodésica de gabinete, como arriba se refiere, desde la dirección de apoyo (base), como muestra la figura 3.7.

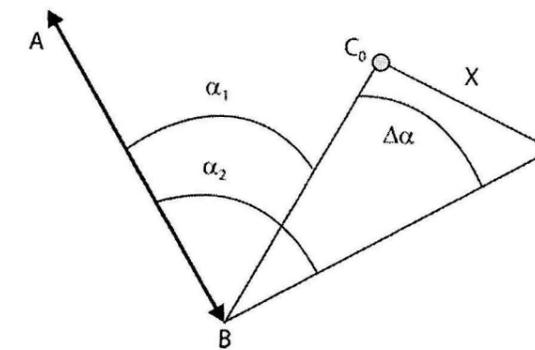


Fig. 3.7. Replanteo del ángulo de proyecto.

Se coloca el teodolito en uno de los puntos de la base colimando al otro punto, se introducen los datos iniciales, tales como coordenadas (x; y), altura del instrumento, altura del bastón, y las coordenadas del punto a replantear dados por el proyecto. Se libera la alidada y se marca 0° . Así se tendrá la dirección del punto a replantear, y de forma automática, se da la distancia.

Esta misma operación se repite para la otra posición del limbo, obteniéndose en el terreno la segunda posición del punto de proyecto. Entre estos dos puntos se toma el valor medio del segmento que los une, formando así el ángulo de proyecto, lo cual se midió con varias posiciones, determinando su valor con mayor exactitud.

Se toma la diferencia entre el ángulo de proyecto y el ángulo medido en el terreno, y se obtiene la corrección, la cual es necesaria introducir para precisar el ángulo medido. Conociendo la distancia de proyecto, se calcula la corrección lineal (reducción) por la fórmula siguiente:

$$X = S\Delta\varphi / \rho''$$

donde:

ρ Se mide en radianes por segundos.

3.2.3. Replanteo de los desniveles

Se determina el horizonte del instrumento $H_i: H_i = H_0 + a$, y luego se determina la lectura

$b = H_i = H_0 + a - H$. Como control H_i se toma desde otro punto de apoyo, y si la diferencia no supera $3 \cdot 5$ mm, se toma la media.

$$H = \frac{(H_1 + H_2 + a_1 + a_2)}{2} - b$$

donde:

a , y a_2 : Lecturas de la mira en el punto de apoyo.

La exactitud será:

$$m_H = \sqrt{\left(\frac{m_m}{2}\right)^2 + 1,5 m_a^2 + m_f^2} \quad (3.19)$$

donde:

m_m : Error de la mira.

$\frac{m_f}{m_s}$: Error de fijación.

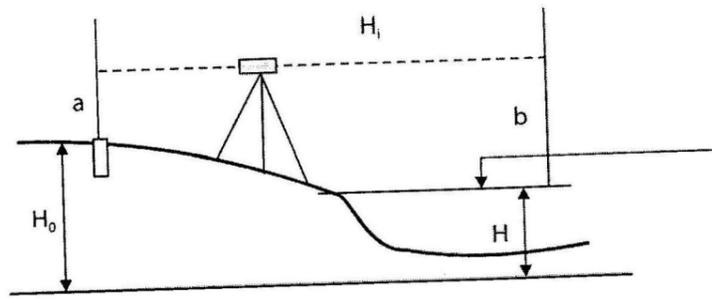


Fig. 3.8. Replanteo del desnivel.

Principales errores durante el replanteo de las alturas

Los principales errores que se cometen durante el replanteo de las alturas de proyecto son:

- Errores de los datos iniciales, o sea, error relativo de la altura de los puntos de cota fija de trabajo, desde los cuales se replantean las cotas de proyecto.
- Errores de fijación de los puntos en el terreno. Durante la fijación de los puntos con estacas se puede cometer un error de 3 mm a 5 mm. Cuando se usan cabillas de fierros el error es de 1 mm.
- Error de colocación del bastón cuando se hace la lectura. Por usarse un instrumento electrónico digital.

3.2.4. Replanteo de un eje

En el eje proyectado está el punto P con coordenadas conocidas y acimut. Por la tarea topográfica inversa se calculan los acimutes α_{AP} y α_{AB} y la longitud $AP = D$, y por diferencia de acimut se calculan los ángulos $\beta_A = \alpha_{AP} - \alpha_{AB}$ y $\beta_P = \alpha_E - \alpha_{PB}$. Se replantea P desde el punto A, y luego se estaciona el teodolito en P, y desde PA se trazan los ángulos β_P y $\beta_P + 180^\circ$, que se define como la dirección del eje en el cual se marcan los puntos C1, C2, C3 y C4.

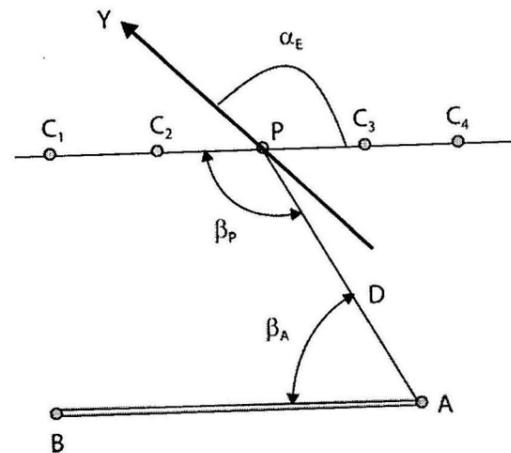


Fig. 3.9. Replanteo del eje.

3.2.5. Replanteo de los puntos por el método de las coordenadas rectangulares

Veremos los principales métodos que se emplean para realizar el replanteo de los puntos de la obra, desde los puntos de la red de apoyo. Aquí haremos el desarrollo pormenorizado del método de

coordenadas rectangulares por ser el utilizado en el proyecto de replanteo. El método de las coordenadas rectangulares (perpendiculares) es conveniente emplearlo durante el replanteo desde los puntos de la red de construcción (como muestra la figura 3.10, p. 155).

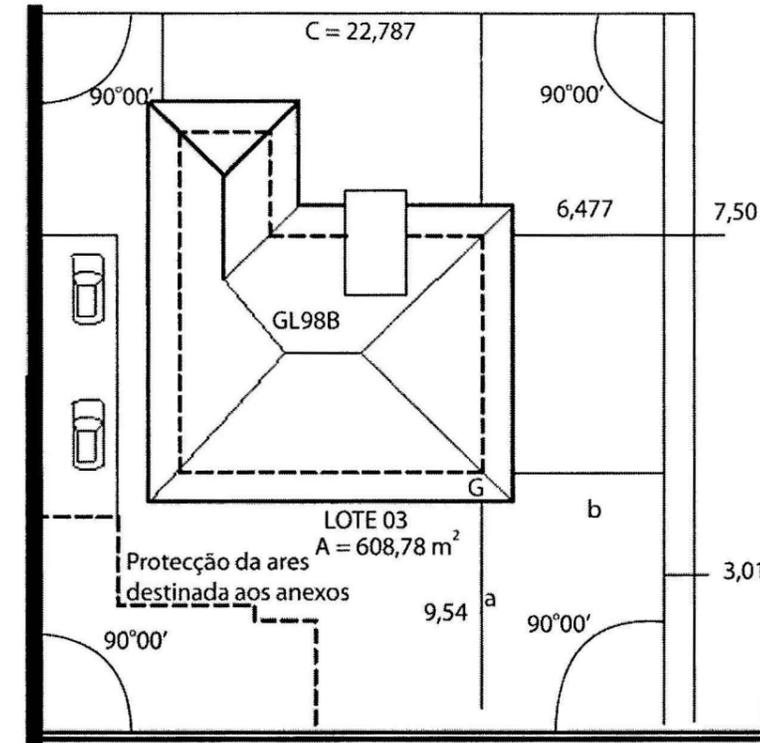


Fig. 3.10. Método de coordenadas rectangulares.

Se necesita replantear los ejes de una construcción minera, a cielo abierto o subterránea, que están dados por las coordenadas de sus esquinas en el proyecto a replantear.

Para replantear la esquina base se mide desde los puntos de la red una línea con magnitud de los incrementos de las coordenadas, y se fija en esta línea el punto deseado, levantándose una perpendicular con el teodolito con relación a la base, y así medimos los incrementos de coordenadas en el eje de las ordenadas para fijar el punto. De forma análoga se puede replantear los otros puntos y así sucesivamente.

La exactitud de este método depende fundamentalmente de los errores m_a e m_b de la medición de los segmentos a y b y del ángulo recto.

El error medio cuadrático m_G de la posición del punto a determinar G, puede ser calculado por la fórmula:

$$m_G^2 = m_a^2 + m_b^2 + \left(\frac{am_\beta}{\rho}\right)^2 \quad (3.20)$$

Cuando se conoce el error relativo de la medición de los segmentos a y b, la fórmula se puede escribir de la forma siguiente (Woods, 1970):

$$m_G^2 = a^2 \left(\frac{m_a}{a}\right)^2 + b^2 \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \left(\frac{am_\beta}{\rho''}\right)^2 \quad (3.21)$$

Si el error relativo en la medición de los segmentos son iguales, entonces: $\frac{m_a}{a} = \frac{m_b}{b} = \frac{m_s}{s}$ y la

fórmula se puede escribir del modo siguiente: $m_G = \sqrt{(a^2 + b^2) \left(\frac{m_s}{s}\right)^2 + a^2 \left(\frac{m_\beta}{\rho''}\right)^2}$

De esta última fórmula, se ve que el error de replanteo por este método será menor en el caso en que en la perpendicular se mida la distancia corta. En este caso la influencia del error de construcción del ángulo será menor. Por consiguiente es necesario medir siempre por la red de construcción el mayor incremento, y por la perpendicular el menor.

Ejemplo: Cuando $a = 60,25$ m; $b = 50,43$ m; $\frac{m_s}{s} = \frac{1}{2000}$; $m_\beta = 30''$

$$m_G = \sqrt{(60,25^2 + 50,43^2) \left(\frac{1}{2000}\right)^2 + 60,25^2 \left(\frac{30''}{206265}\right)^2}$$

$$m_G = 0,04 \text{ m}$$

3.2.6. Replanteo de un punto por el método polar

Se conocen las coordenadas del punto P y la distancia se calcula por las fórmulas siguientes:

$$D = \frac{X_P - X_A}{\text{sen } \beta_{AP}} = \frac{Y_P - Y_A}{\text{cos } \beta_{AP}} \quad (3.22)$$

$$D = \pm \sqrt{(X_P - X_A)^2 + (Y_P - Y_A)^2} \quad (3.23)$$

$$\beta = \alpha_{AP} - \alpha_{AB} \quad (3.24)$$

$$M_P = \pm \sqrt{m_\beta \frac{D^2}{\rho^2 + m_D^2}}$$

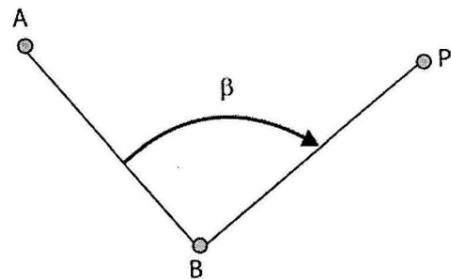


Fig. 3.11. Replanteo de un punto por el método polar.

3.2.7. Precisión de algunos tipos de replanteo

Las operaciones geodésicas de algunos tipos de replanteo de proyectos en el terreno están acompañadas de errores inevitables en las mediciones. Como el error de replanteo tiene valor lineal (expresado habitualmente en centímetros) entre las posiciones y los puntos proyectados (si las mediciones están sin errores), entonces esta será la posición real obtenida durante el replanteo.

Es necesario tener en cuenta que la precisión de los trabajos de replanteo topográfico es mayor que la precisión de la escala de levantamiento, y que sirve de base para la elaboración del plano geodésico, por el cual se elabora el proyecto de la obra de ingeniería. Para tal, la precisión del replanteo debe ser cuatro veces mayor que la escala del plano, dependiendo de las normas técnicas y requisitos para los diferentes tipos de obras en conformidad con las magnitudes de los errores permisibles para la construcción.

Para asegurar la precisión de la construcción de la obra y montaje de sus elementos, la precisión de replanteo debe superar, por lo menos, el doble de la de construcción.

3.3. Replanteo de obras mineras

3.3.1. Base topográfica para el replanteo de los ejes principales de las obras

La base topográfica planimétrica, destinada para las construcciones de una obra, debe ser calculada para asegurar los levantamientos a escalas 1:500 o 1:1000, y la magnitud de los trabajos geodésicos de replanteo realizados generalmente, desde puntos de la red de construcción.

Como base topográfica para estos fines pueden servir los puntos de poligometría urbana, las redes de triangulación estatales y los puntos de la red geodésica de diferentes organismos.

Si la base fue construida en proceso de levantamiento realizado antes de la elaboración del plano general de la empresa, y no satisface los trabajos geodésicos de replanteo, entonces se construye una base geodésica especial. Tal base debe asegurar los trabajos de replanteo por métodos más simples y exactos, necesarios para una referencia correcta.

En función del método escogido para el replanteo, la red de construcción representa una parte del sistema de coordenadas rectangulares que se designa, principalmente, para el replanteo del proyecto de las obras.

La red de construcción también sirve como base geodésica para la realización de levantamientos ejecutivos de obras construidas, que como regla se hacen a escala 1:500. La ventaja de la red difiere en la precisión del replanteo de las obras inaccesibles, que se obtienen uniformemente en toda área de construcción.

El cálculo de las coordenadas de los vértices de los edificios y puntos inaccesibles de las obras se simplifica considerablemente, y el propio replanteo del proyecto se realiza con mucha rapidez.

La red de construcción se proyecta en el plano de manera que sus líneas sean paralelas a los ejes principales (eje de replanteo) de la obra.

3.3.2. Trabajos topográficos de replanteo de las obras mineras

Generalmente si adoptan lados de 50 m a 200 m, el error medio relativo de los trabajos de replanteo de los lados de la red no debe exceder áreas pequeñas de las 1:8 000 a las 1:6 000.

La red de construcción tiene algunas ventajas en comparación con otros tipos de bases geodésicas creadas para los trabajos de replanteo, debido a la posibilidad de realizarlos generalmente por medio de mediciones lineales. Durante la utilización de la red de construcción, la posición de sus puntos se controla y se restablece con facilidad, ya que esos puntos son muy importantes para los trabajos de replanteo, porque en el proceso de construcción los puntos de la red de apoyo se destruyen con frecuencia.

Con relación al sistema de coordenadas estatales, la red de construcción puede tener cualquier orientación. Los puntos de la red geodésica de apoyo, que sirven de base para la realización de los

trabajos en las áreas de construcción, pueden ser tanto del sistema estatal como arbitrario, como se ve en el proyecto en cuestión.

El empleo de la base geodésica para el replanteo del eje principal de los edificios, sirve de apoyo para la realización de los trabajos geodésicos de replanteo de los ejes principales de los edificios. Es construida desde los puntos fijos con coordenadas conocidas en la zona de construcción, así como la red de construcción es establecida en dependencia de la complejidad y superficie que ocupará la obra.

Durante la construcción de los edificios se efectúan los trabajos geodésicos siguientes:

- Replanteo de los ejes principales de los edificios, desde la base geodésica o la red geodésica de apoyo.
- Replanteo detallado de la obra, desde el eje de los edificios, en lo que se dice con respecto al replanteo en el terreno de puntos, ejes y dimensiones de los edificios.
- Control geodésico para la construcción de edificio y obras, con el objetivo de asegurar el proceso de construcción, dimensiones del proyecto, elementos comunicables y de toda la obra.
- Realización de levantamientos ejecutivos planimétricos y altimétricos de edificios de obras, trabajos de mediciones en obra de construcción terminadas y de elaboración corriente y definitiva de los planos ejecutivos generales.
- Desarrollo de la parte horizontal de la base geodésica para el levantamiento de la parte superior del nivel del piso terminado.

Los trabajos topográficos de replanteo consisten en fijar la posición en el terreno de los contornos y detalles de los edificios que están previstos en el proyecto. El apoyo geodésico para la determinación en el terreno de los puntos y contornos del edificio fue la base topográfica.

Los trabajos topográficos de replanteo constan de los trabajos principales de replanteo general y de replanteo detallado. Los trabajos topográficos de replanteo se efectúan desde los puntos de la red de apoyo geodésico existente, o que especialmente se crean en la zona de construcción.

El replanteo detallado se realiza desde los ejes de las obras que están fijos en el terreno, como resulta del replanteo principal ya efectuado. Por esta razón es que los trabajos de replanteo de las obras de ingeniería cuentan con determinados datos analíticos (ángulos, distancias, desniveles, etc.), necesarios para obtener la posición de los puntos de las obras en el terreno.

En la preparación geodésica se incluye, también, la creación de una base geodésica especial para los datos de replanteo. La determinación de los puntos de la obra en el terreno, se basa en el replanteo de ángulos, longitudes de líneas, y alturas en conformidad con los logrados durante la preparación geodésica de los datos analíticos.

La elevación de la calidad de la obra favorece en gran medida a los trabajos de construcción, contribuye a detectar a tiempo los errores en la construcción y acabado rápido con calidad.

La realización sistemática de mediciones de control geodésico y topográfico, en el proceso de construcción, permite corregir a su debido tiempo las divergencias inadmisibles de las formas geométricas en los elementos de la obra.

3.4. Precisión del replanteo de los ejes de las obras mineras

El eje determina la posición y orientación de una obra en el terreno.

El replanteo de los ejes de los edificios y obras mineras en el terreno se efectúa sobre la base del plano general de construcción dada; amarrando los ejes de los edificios o la línea base. Es necesario aún los planos de cimentación y el plano ejecutivo general de replanteo de la línea base.

Tabla 3.4. Errores permisibles en el replanteo de los ejes de las obras

Errores permisibles (mm)	Ejes de los edificios		
	Longitudes (mm)	Transversal (mm)	Vertical (mm)
Durante la medición directa desde los gabaritos	5	3	1 - 3
Cuando es imposible la medición directa desde los gabaritos	8	3	1 - 3

La forma como se fijan los puntos de los ejes principales de los edificios, puntos de cota fija sobre los planos –los cuales determinan la posición del proyecto de los puntos de la obra–, está íntimamente relacionada con los errores siguientes:

1. Errores inherentes a la obtención de los datos de replanteo:

- Cuando se emplea el método gráfico.
- Cuando se emplea el método analítico.

Cuando se emplea el método gráfico, la figura que se replantea estará afectada por el error que se estipula como $0,0005M$; donde M es el denominador de escala del plano, y el error de lectura de $\pm 0,0002M$.

Cuando se emplea el método analítico, los únicos errores presentes serán los asociados a la medida en el campo de los elementos que servirán de base al replanteo (ángulos y distancias).

En la red de construcción el error dependerá de las mediciones de ángulos y distancias y del método que se emplea, tanto como de la tolerancia admisible en las obras de género por convención del proyecto.

2. Errores inherentes a los procesos de replanteo:

- Errores de replanteo de los ángulos.
- Errores de replanteo de las distancias.

Los errores inherentes al proceso de replanteo se reducen en el replanteo de los ángulos y distancias que están íntimamente ligada a sus magnitudes (Benítez, 1985).

Entonces:

$$P = \frac{0,0005M}{D} = \frac{0,0005(500)}{379,126} = \frac{1}{1500}$$

3.5. Resolución de tareas ingenieriles en superficies topográficas

3.5.1. Construcción de una línea con la mayor pendiente ($i = \text{máx.}$)

La línea de mayor pendiente es la menor distancia entre dos curvas de nivel contiguas y que se cortan en un ángulo recto. Para su trazado: desde el punto A y con un compás se traza una cuerda

de circunferencia que corte la próxima curva. Entonces la línea A-1 será la recta de mayor pendiente. Se continúa el trazado y se obtiene la línea AB.

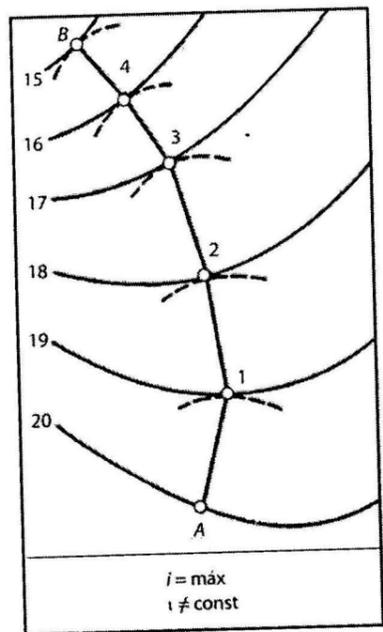


Fig. 3.12. Construcción de una línea con la mayor pendiente ($i=\text{máx.}$).

3.5.2. Construcción de una línea con una pendiente dada ($i = l/n$)

Se llama inclinación de una línea a la relación del desnivel sobre la separación horizontal entre curvas de nivel (intervalo), es decir, $i = h/l$, donde h - desnivel y l - intervalo. Supongamos que se exige trazar en el plano el eje de un camino con una pendiente de $i = 50\%$, desde el punto A en dirección al B. Se determina el intervalo de la línea que le corresponde una inclinación $i = 50\%$. De la fórmula $l = h/i$ se obtiene $l = (1 \cdot 100)/50 = 2$ cm. Considerando la escala del plano y con un compás, a partir del punto A, a una distancia de 2 cm se traza un arco buscando la curva de nivel 49 m y se obtiene el punto 1. Como la dirección de la línea dada debe llegar hasta el punto B, entonces se acepta el punto 1 como de partida. El punto 2', al igual que el 3', es una segunda variante. Se continúa el trazado hasta obtener la línea AB con la inclinación dada: A-1, 1-2, 2-3, 3-4, 4-5.

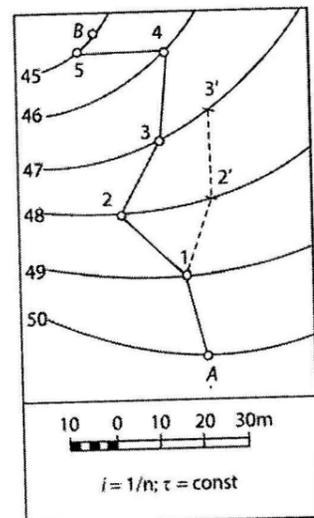


Fig. 3.13. Construcción de una línea con una pendiente dada ($i=l/n$).

3.5.3. Construcción de la línea con una pendiente constante ($i = \text{const. entre dos puntos dados}$)

La solución comienza con la construcción de la curva de los errores, la cual permite determinar el intervalo desconocido con $i = \text{const.}$ Primero se escoge un intervalo arbitrario, por ejemplo, $A-1' = 11$ y se traza en la superficie la línea $A-1'_0$ con su pendiente determinada. El punto $1'_0$ no coincide con el punto B. Se escoge otro intervalo $A-2' = 12$ y se traza la línea $A-2'_0$. El punto $2'_0$ tampoco coincide con el punto B. Se continúa la prueba, se traza la línea $A-3'_0$. De esta manera, los intervalos $A-1'$, $A-2'$ son muy pequeños, no llegan a B, y el $A-3'$ es grande, se pasa. La línea que se quiere trazar se realiza de la siguiente manera:

En la recta O-N, desde el punto O se trazan los segmentos $O-1 = 11$, $O-2 = 12$, $O-3 = 13$, donde 11, 12 y 13 son los intervalos. Desde los puntos 1, 2, 3 se trazan perpendiculares a la línea O-N y se le ponen sus respectivos errores: $B_1 = B 1'_0$, $B_2 = B 2'_0$ y $B_3 = B 3'_0$, en uno u otro lado de la línea O-N en dependencia de qué lado del punto B se obtuvieron los extremos de las líneas. Se unen los puntos y se obtiene la curva de los errores (B) y el punto K en la recta O-N que determina el intervalo desde el punto A. La línea incógnita A-B se construye con la magnitud del intervalo O-K, tomado de la línea O-N.

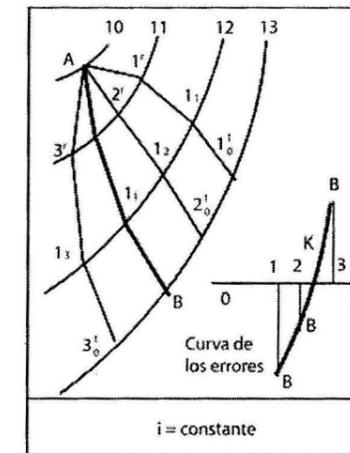


Fig. 3.14. Construcción de la línea con una pendiente constante ($i=\text{const. entre dos puntos dados}$).

3.5.4. Intersección de una línea con una superficie topográfica (Método de los perfiles)

Se traza un perfil del terreno en dirección a la recta $A_{11} B_{13,5}$ y se halla el punto K' en el cual la recta intercepta el perfil del terreno. Después de obtenido el punto K' se proyecta en la recta $A_{11} B_{13,5}$ en punto K y por el método de interpolación se determina su altura ($Z = 12,2$).

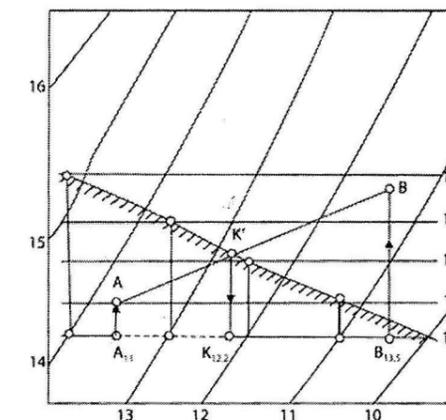


Fig. 3.15. Intersección de una línea con una superficie topográfica (Método de los perfiles).

3.5.5. Punto de intersección de una línea recta con una superficie topográfica

Se da una recta $C_{19} D_{16}$ y se divide en n partes, en el ejemplo que se analiza son 3. A través de ellas se hace pasar un plano auxiliar con ayudas de líneas horizontales $C_{19}-1'$, $18-2'$, $17-3'$ y $D_{16}-4'$ y se determinan los puntos de intersección de estas líneas horizontales de este plano con las curvas de nivel de la superficie topográfica. Se unen los puntos $1'$, $2'$, $3'$ y $4'$ por una línea suave y se halla la línea de intersección de la recta $C_{19} D_{16}$ con la línea de intersección trazada y su altura se determina por interpolación.

La altura del punto K , en el caso que se muestra, es de 17,7 m.

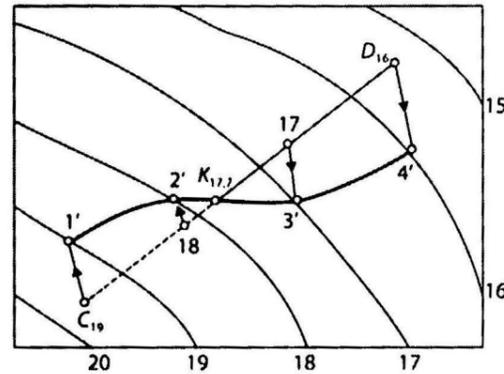


Fig. 3.16. Punto de intersección de una línea recta con una superficie topográfica.

3.5.6. Punto de intersección de una curva espacial con una superficie topográfica

a) Método de los perfiles

Se estira o se endereza la curva $A_{22,5} B_{21}$ y se pone $A_1 B_1 = A_{22,5} B_{21}$. En la línea $A_1 B_1$ se marcan segmentos iguales a las distancias correspondientes entre horizontales por la línea $A_{22,5} B_{21}$. Luego con las cotas se construye la curva AB del perfil del terreno. Los puntos hallados, K y L , de intersección de esta curva con la superficie topográfica, se proyectan en la línea $A_1 B_1$, obteniendo los puntos $K_1 L_1$; se llevan a la curva $A_{22,5} B_{21}$, se hallan los puntos K y L . Sus cotas se hallan por interpolación ($K = 22,2$ y $L = 21,2$).

Las líneas discontinuas representan los sectores de la curva que pasan por debajo de la tierra.

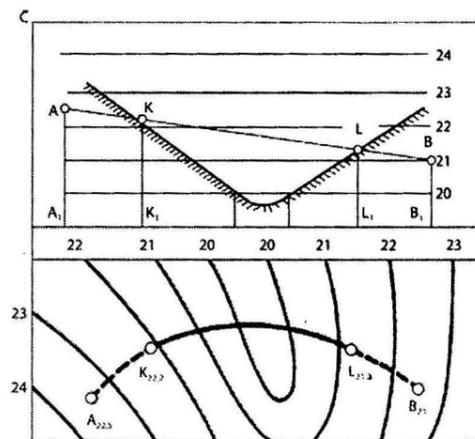


Fig. 3.17. Punto de intersección de una curva espacial con una superficie topográfica (Método de los perfiles).

b) Método de las horizontales

En la curva espacial $C_{18} D_{22}$ (se puede analizar como la corona del borde de un camino en la curva y en la inclinación) se hallan los puntos múltiples a las curvas de nivel de la superficie topográfica. A través de estos puntos se traza una serie de rectas horizontales paralelas entre sí, en cuyo conjunto se forma una superficie cilíndrica. Se hallan los puntos de intersección de las horizontales de esta superficie $1'$, $2'$, $3'$, $4'$ y $5'$ con las curvas de nivel.

El lugar geométrico de los puntos obtenidos forma la línea de intersección de la superficie cilíndrica con la topográfica.

El punto $K_{19,5}$ de intersección de la línea $C_{18} D_{22}$ con las líneas $1''-5''$ será la incógnita.

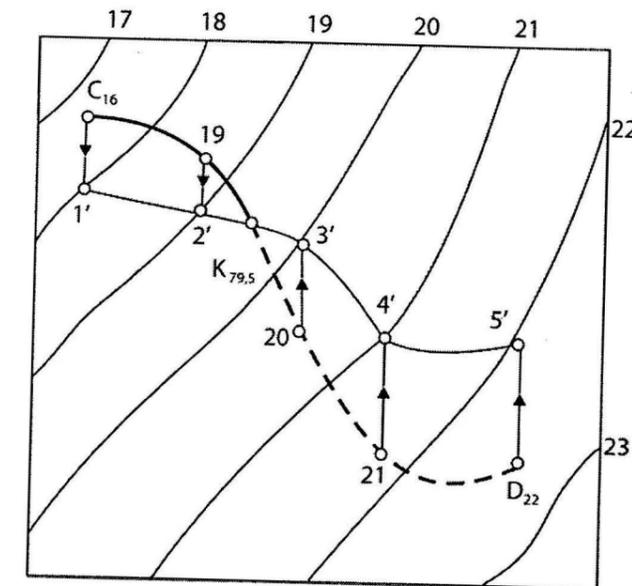


Fig. 3.18. Punto de intersección de una curva espacial con una superficie topográfica (Método de las horizontales).

CAPÍTULO IV

Estaciones totales

4.1. Estaciones topográficas totales

En el marco de la medición electrónica de ángulos y distancias, se denomina medición total a la acción de obtener, en una sola observación, los tres valores que caracterizan la posición de un punto en el espacio (ver fig. 4.1):

- El ángulo horizontal,
- el ángulo vertical, y
- la distancia geométrica o inclinada.

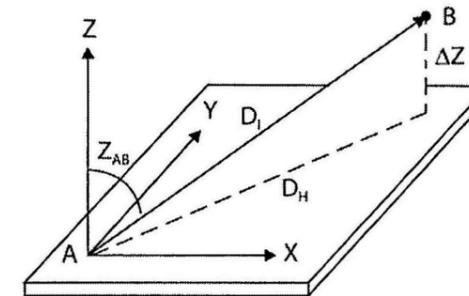


Fig. 4.1. Medición electrónica de ángulos y distancias.

Una vez determinados estos tres valores, es posible calcular la distancia horizontal (ver fig. 4.2):

$$D_H = D_i \cdot \text{sen } Z_{AB} \quad (4.1)$$

por desnivel:

$$\Delta Z = t + i - m \quad (4.2)$$

o

$$\Delta Z = D_H \cdot \text{cot } Z_{AB} + i - m \quad (4.3)$$

donde:

D_H : Distancia horizontal.

D_i : Distancia geométrica o inclinada.

Z_{AB} : Ángulo vertical (cenital).

i : Altura del eje de colimación sobre el punto de estación (A).

m : Altura del prisma sobre el punto observado (B).

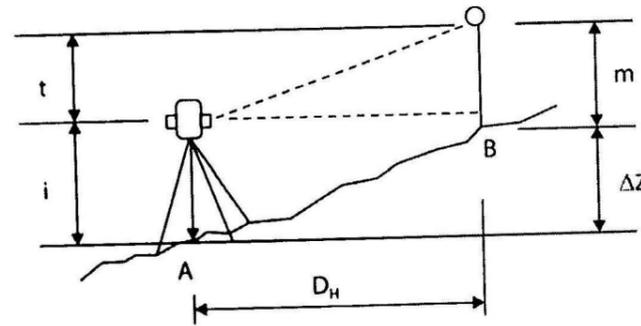


Fig. 4.2. Cálculo de la distancia horizontal.

Con los valores de la distancia horizontal y el ángulo horizontal es posible calcular fácilmente los incrementos de coordenadas, si se conoce el acimut de la dirección inicial de medición de los ángulos.

$$\Delta X = D_H \operatorname{sen} A_{AB} \quad (4.4)$$

$$Y = D_H \cos A_{AB} \quad (4.5)$$

donde:

$$A_{AB} = A_{inicial} + \operatorname{Ang. Horiz} \quad (4.6)$$

y entonces las coordenadas de B serán calculadas por las conocidas expresiones:

$$X_B = X_A + \Delta X \quad (4.7)$$

$$Y_B = Y_A + \Delta Y \quad (4.8)$$

$$Z_B = Z_A + \Delta Z \quad (4.9)$$

Para llegar a la ESTACIÓN TOPOGRÁFICA TOTAL, tal como se ofertan hoy en día por numerosas casas constructoras (Leika, Topcon, Nikon, Zeiss, Lep, Pentax, Sokkisha, y otras), se transitó por varias fases que comenzaron con los distanciómetros electrónicos, continuaron con los teodolitos electrónicos hasta llegar a la integración de un distanciómetro y un teodolito electrónico en un solo instrumento que, además de realizar la medición total, es capaz de realizar numerosos cálculos, incluyendo la determinación de las coordenadas X,Y,Z del punto observado (previa introducción por el teclado de las coordenadas del punto de estación). Podemos considerar las fases siguientes:

- Fase semitotal.
- Fase modular.
- Fase integrada.
- **Fase semitotal**

Compuesta por un teodolito optomecánico y un distanciómetro electrónico colocado sobre el mismo, se empleó durante varios años (aproximadamente de 1968-1982) como una tecnología de avanzada con gran productividad y representó un significativo paso de avance en los trabajos de poligonación y levantamiento de detalles por coordenadas polares.

El mejor exponente de los primeros distanciómetros electrónicos para fines topográficos es el conocido DI 10 de la Wild, presentado en 1968 en el Congreso de Lausana, que hoy nos parece de enormes dimensiones, pero que en el momento de su aparición significó una revolución en el campo de la medición de distancias mediante ondas electromagnéticas. Este distanciómetro consiste en una cabeza con el emisor-receptor y una caja de mando que se une al mismo por dos cables y puede situarse a varios metros de distancia, y en la que se efectuaban todas las operaciones y se obtenía una lectura luminosa con 5 cifras y con un error de ± 1 cm para cualquier distancia dentro del rango de medición (1 km). El cabezal emisor-receptor se colocaba mediante una clavija sobre varios modelos de los teodolitos Wild.

En la Tabla 4.1 se muestran algunos distanciómetros de la Wild, como ejemplo del desarrollo alcanzado por estos instrumentos en las últimas décadas.

Tabla 4.1. Diferentes tipos de distanciómetros de la firma Wild

Distanciómetro	Año	Alcance	Precisión	Peso
DI 10	1968	1 km	± 1 cm	18 kg
DI 3	1973	3 km		
DI 3S	1976	5 km	5 mm + 5 mm/km	
DI 4	1980	2 km	5 mm + 5 mm/km	
DI 20	1981	14 km	3 mm + 1 mm/km	
DI 4L	1981	5 km	5 mm + 5 mm/km	
DI 5	1984	5 km	3 mm + 2 mm/km	
DI 1000	1985	1 km	5 mm + 5 mm/km	
DI 3000	1990	3 km		

- **Fase modular**

Esta fase, compuesta por un distanciómetro sobre un teodolito electrónico y una Terminal de datos, fue el preámbulo de la estación total integrada. El teodolito opto-mecánico de la fase anterior es sustituido por el electrónico, el que representó en la medición de ángulos lo que el distanciómetro había representado en la medición de distancias: una revolución.

En 1977 cuando se presentan en Estocolmo y Suecia los primeros teodolitos electrónicos, pero no es hasta principios de la década del 80 que se producen a precios razonables para su empleo en los trabajos topográficos. Su surgimiento requirió el desarrollo de nuevas tecnologías, entre ellas:

- Desarrollo de nuevas formas de graduación y lectura del limbo, como son:
 - Sistema Binario Absoluto o Valorado.
 - Sistema Binario Modificado o Código Gray.
 - Sistema Incremental.

- Sensores para detectar y corregir la inclinación del eje general del teodolito (con lo que se reduce prácticamente a cero el error de verticalidad)
- Desarrollo de memorias capaces de almacenar los resultados de la medición, aún después de apagar el instrumento.

En la Tabla 4.2 se muestran algunas características técnicas de varios teodolitos electrónicos; estos instrumentos que desde su surgimiento han ido reduciendo su tamaño y peso y aumentando las operaciones de cálculo que son capaces de realizar.

Tabla 4.2. Algunas características técnicas de varios teodolitos electrónicos

Fabricante	Wild	Sokkisha	Zeiss	Kern
Modelo	T 2000	DT2	ETh2	E2
Limbos	incremental	incremental	binario abs.	incremental
Sistema de división	1"	1"	2"	1"
Menor división lectura fina	0,1"	—	1	—
Lectura por estimación	—	—	—	—
Anteojos	34 x	32 x	30 x	32 x
Aumento	42	45	40	45
Abertura del objetivo (mm)	27	26	24	27
Diámetro del campo visual a 1 000 m (m)	1,7	1,0	1,5	1,5
Distancia mínima enfoque (m)	100	100	100	100
Constante de multiplicación	directa	directa	directa	directa
Imagen	—	—	—	—
Índice círculo vértical	líquido	líquido	líquido	líquido
Compensación automática del nivel del índice de altura	± 0,1"	± 1"	± 1"	± 0,3"
Precisión de la visual con el nivel índice	± 10'	± 3'	± 2'	± 2'
Margen	—	—	—	—
Niveles	—	—	—	—
Sensibilidad del nivel esférico	8"/2 mm	10"/2 mm	—	—
Sensibilidad del nivel tórico	20"/2 mm	20"/2 mm	30"/2 mm	20"/2 mm
Peso (kg)	8,5	6,2	4,2	4,0

Conjuntamente con los distanciómetros electrónicos surgieron las libretas electrónicas o terminales de datos, que permiten almacenar la información y realizar determinados cálculos. En la figura 4.3 se muestra, en forma esquemática, la estructura de una Estación Total Modular, que sin duda continúa empleándose hoy en día con excelentes resultados.

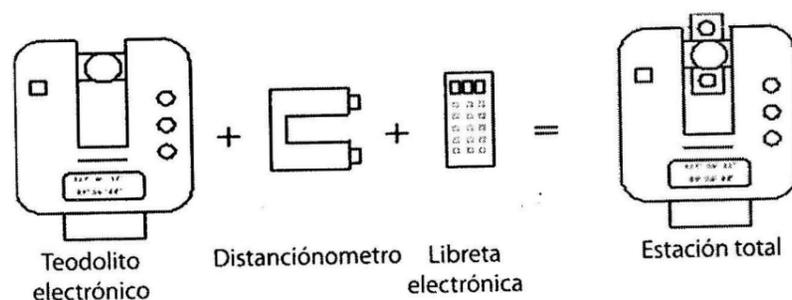


Fig. 4.3. Esquema de la estructura de una Estación Total.

• **Fase Integrada**

Surgen en 1985-1986, reuniendo en un solo instrumento las posibilidades de un teodolito electrónico, de un distanciómetro de ondas electromagnéticas y de una terminal de datos.

A continuación en la tabla 4.3 se muestran características técnicas principales de una estación total integrada, tal como se ofertan hoy en día en el mercado por numerosas casas constructoras.

Tabla 4.3. Características técnicas de una Estación Total Integrada

CARACTERÍSTICAS DE UNA ESTACIÓN TOTAL INTEGRADA	
Anteojos	30 X
Aumento	45
Abertura del objetivo (mm)	26 m
Campo visual a 1 000 m	1,3
Dist. mínima de enfoque (m)	100
Constante de multiplicación	directa
Imagen	—
Medida de distancia	1 000 (1 prisma) – 1 600 (3 prismas)– 2 200 (9 prismas)
Alcance (m)	± (5 mm + 3 ppm)
Precisión	de –99 hasta +199 (1 ppm pasos)
Corrección atmosférica	seleccionable ON / OFF
Corrección por curvatura y refracción	0 hasta –9 (1 cm. pasos)
Corrección constante	0,001 m (medición) – 0,01 m (tracking)
Visualización mínima	Med : 4 seg Tracking : 0,4 seg
Tiempo de medición	—
Medida de ángulos	5"
Menor división lectura fina	—
Lectura por estimación	0,5"
Tiempo de medición	sensor de inclinación líquido con ± 3' de margen
Compensador vertical	—
Sensibilidad del nivel	30"/2 mm
Nivel tórico	10"/2 mm
Nivel esférico	—
Pantalla	diodos de cristal líquido, 2 en cada cara
Temperatura de operación	de –20° C hasta + 50° C
Voltaje de operación	6 V de corriente directa
Consumo de corriente	teodolito y distancia : 4,8 W, teodolito : 0,3 W
Medidas (mm)	330 alto x 168 ancho x 170 de fondo
Peso	7,6 kg

Los datos que se deben o se pueden suministrar al instrumento son:

- Temperatura y presión atmosférica, o corrección en ppm, tomada de un ábaco o calculada aplicando la fórmula adecuada, en función de los parámetros meteorológicos locales observados durante la medición.
- Constante a aplicar a la distancia, en función del instrumento y los prismas empleados.
- Aplicación o no de un coeficiente de refracción estándar que corrige el valor de la distancia cenital.
- Altura del instrumento sobre el punto de estación.
- Altura de los prismas sobre el punto observado.

- Unidades de medida angular: sexagésima, centesimal o milésimas.
- Unidades de medida de distancias: pies o metros.
- Sentido de crecimiento de ángulos horizontales: normal o retrógrado.
- Tipo de ángulos verticales: elevación-depresión, distancias cenitales o distancias nadirales.
- Activación o desactivación del automatismo del eclímetro.
- Activación o desactivación del compensador transversal, de haberlo.
- Tiempo hasta la desconexión automática para el ahorro de baterías.
- Protocolo de comunicación con periféricos.
- Otros.

Errores en las mediciones con una Estación Total

Para el análisis de los errores, los consideraremos en los dos conocidos grupos:

- A) Errores sistemáticos.
- B) Errores accidentales.

A) Errores sistemáticos:

a1. Errores en distancia:

a1.1) Errores proporcionales a la distancia:

- Índice de refracción.
- Escala.
- Constante del equipo.

a1.2) Errores no proporcionales a la distancia:

- Error cíclico.
- Constante del instrumento.

a2) Errores en el ángulo horizontal:

- Error debido a la refracción atmosférica lateral.

a3) Errores en el ángulo vertical:

- Error debido a la refracción atmosférica.

B) Errores accidentales:

b1) Errores angulares:

Recordemos que los errores angulares accidentales son:

- Error de verticalidad.
- Error de dirección.
- Error de puntería
- Error de lectura.
- Error de verticalidad (ϵ_v):

Este error puede considerarse prácticamente eliminado en los teodolitos electrónicos, que determinan las componentes de la inclinación residual del eje general en la dirección de la visual y normal a ella, y un microprocesador que calcula la corrección necesaria para la lectura del limbo horizontal.

• Error de dirección (ϵ_d)

Recordemos que este error es el resultante de los errores de centración del instrumento y la señal.

$$\epsilon_d = \frac{e}{D} \rho'' \quad (4.10)$$

donde:

e Error de centración de la Estación Total más el error de centración del prisma, (suponiendo que se utiliza este para medir el ángulo horizontal).

D Distancia horizontal de la Estación Total al punto observado.

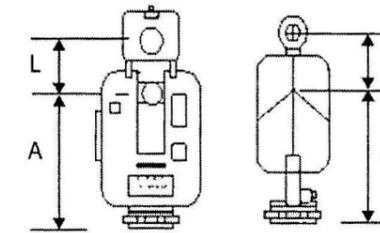


Figura 4.4a

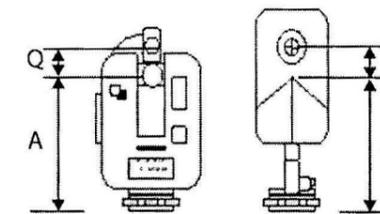


Figura 4.4b

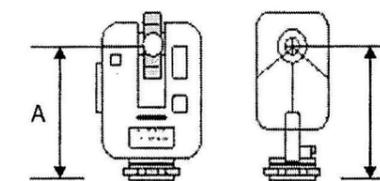


Figura 4.4c

Fig. 4.4 a, b y c. a) Prisma y la tarjeta para trabajar con un distanciómetro montado sobre los soportes del eje transversal; b) Prisma y la tarjeta de puntería para un distanciómetro montado sobre el anteojo del teodolito; c) Señal de puntería y el prisma para una estación total integrada en la que coinciden ambos elementos.

• Error de puntería (ϵ_p)

Este error depende grandemente del tipo de prisma que se utilice en la medición. Actualmente se fabrican prismas especialmente diseñados para las características de la Estación Total.

Así, por ejemplo, en la fig. 4.4a se muestra el prisma y la tarjeta para trabajar con un distanciómetro montado sobre los soportes del eje transversal. La distancia entre el eje del anteojo del teodolito y el eje del distanciómetro es igual a la distancia entre el centro de puntería de la tarjeta y el eje del prisma reflector, de manera que al bisecar con el teodolito la tarjeta, queda el distanciómetro apuntado hacia el prisma y por lo tanto el ángulo vertical es el correspondiente a la distancia inclinada medida, ya que el haz de ondas electromagnéticas será paralelo a la visual del teodolito dirigida a la señal.

En la fig. 4.4b se muestra el prisma y la tarjeta de puntería para un distanciómetro montado sobre el anteojo del teodolito, y como la distancia entre el eje del distanciómetro y el del anteojo se reducen con respecto al caso anterior, en consecuencia se reduce también la distancia entre la señal de puntería y el prisma, para lograr que al bisecar la señal de puntería con el teodolito el distanciómetro apunte hacia el prisma.

En la fig 4.4c se muestra la señal de puntería y el prisma para una estación total integrada en la que coinciden ambos elementos, ya que el haz de ondas es coincidente con el eje de colimación del teodolito.

En todos los casos la altura de la señal (m) para calcular el desnivel en la expresión (4.3, p. 171) se medirá hasta la señal de puntería de la tarjeta.

Si se emplean los prismas adecuados, el error de puntería se reduce al que surge en la bisección de la señal en la tarjeta que, según vimos, responde a la expresión para la medición de ángulos verticales:

$$\epsilon_{PC} = \frac{20''}{A} \left(1 + \frac{4A}{100} \right) \quad (4.11)$$

y para la medición de ángulos horizontales:

$$\epsilon_{PA} = \frac{10''}{A} \left(1 + \frac{4A}{100} \right) \quad (4.12)$$

- Error de lectura (ϵ_L)

El error de lectura vimos que, en teodolitos optomecánicos, responde a la expresión:

$$\epsilon_L = \frac{2}{3} a \quad (4.13)$$

Pero, en los teodolitos electrónicos el concepto de apreciación es diferente y por lo tanto debemos emplear la expresión:

$$\epsilon_L = a \quad (4.14)$$

El error resultante para una dirección horizontal será:

$$\epsilon_{DH} = \sqrt{\epsilon_D^2 + \epsilon_P^2 + \epsilon_L^2} \quad (4.15)$$

y para una dirección vertical será:

$$\epsilon_{DV} = \sqrt{\epsilon_P^2 + \epsilon_L^2} \quad (4.16)$$

Entonces el error de un ángulo horizontal medido una sola vez con una Estación Total (modular con teodolito electrónico o integrado) será:

$$\epsilon_{AH} = \sqrt{\epsilon_D^2 + 2\epsilon_P^2 + 2\epsilon_L^2} \quad (4.17)$$

y el error de un ángulo vertical medido una vez será:

$$\epsilon_{AV} = \sqrt{2\epsilon_P^2 + 2\epsilon_L^2} \quad (4.18)$$

b2) Errores lineales:

Los errores lineales de las estaciones totales son del mismo tipo que las de los distanciómetros electrónicos con una relación dada por:

$$P = f + s \quad (4.17)$$

donde:

P : Precisión (mm).

f : Cantidad constante (mm).

s : Valor en mm por km (p.p.m.).

Teniendo en cuenta que la precisión es del mismo orden de magnitud que la parte lineal del error de dirección, es necesario añadir este al cálculo final de la precisión, resultando el error en distancia D :

$$E = (f + s \cdot D) + e \quad (4.18)$$

donde:

e : Error de centración tal como fue considerado en la expresión (4.10). Su valor suele tomarse entre 0 mm y 10 mm.

4.2. Tipos de Estaciones Totales Integradas (ETI)

Hoy en día existen en el mercado una gran cantidad de modelos de Estación Total Integradas de muchas casas constructoras como se había mencionado antes (Leika, Topcon, Nikon, Zeiss, Lep, Pentax, Sokkia, y otras), por lo que un listado de las mismas sería muy largo y además estaría obsoleto en poco tiempo, teniendo en cuenta el vertiginoso desarrollo de la técnica (la electrónica en particular), por lo que resulta más conveniente mostrar, en un gráfico, el rango de dos de los parámetros técnicos más importantes en las Estaciones Totales Integradas: el alcance y la precisión (sin considerar el error de dirección).

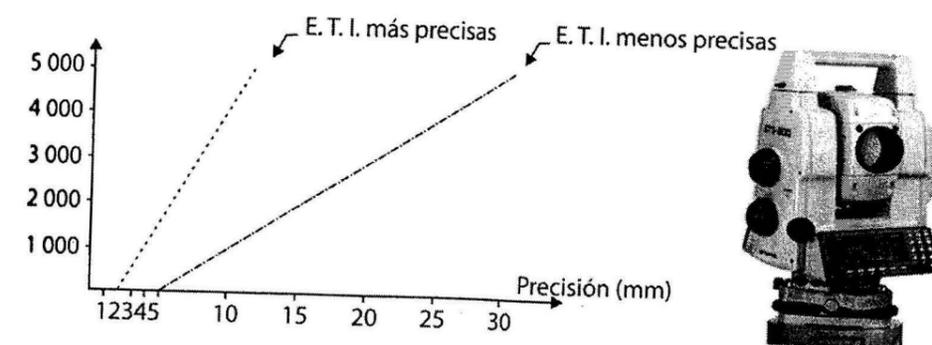


Fig. 4.5. Rango de las Estaciones Totales Integradas.

De la fig. 4.5 podemos ver que las Estaciones Totales Integradas ofertadas en la actualidad, se encuentran en el rango entre la recta de la izquierda y la de la derecha, lo que nos dice que los alcances

máximos están en el orden de los 5 000 m (con 9 prismas) y las precisiones en el rango $\pm (2 -5 \text{ mm} + 3-5 \text{ p.p.m.})$.

4.2.1. Estación Total Automática

La Estación Total Automática (Auto-Tracking Total Station) (fig. 4.6, p.186) empleada conjuntamente con radio comunicación (prisma ® estación total), un sistema para la captación y almacenamiento de información y un *software* adecuado, permite que todo el trabajo de medición pueda ser ejecutado por una sola persona, ya que todo el control de la Estación Total Automática es operado por el instrumentista que maneja el prisma, quien lo coloca en los lugares adecuados y toma las decisiones sobre cómo conducir todo el trabajo.

Operada por servomotores, la Estación Total Automática tiene la capacidad de buscar y bisecar automáticamente el prisma, aunque este se mueva de forma errática o a alta velocidad.

Algunos parámetros técnicos se muestran a continuación:

Unidad de seguimiento Automático

Máxima velocidad de rotación: $45^\circ/\text{seg}$

Velocidad de rotación en replanteo: $10^\circ/\text{seg}$

Anteojo

Largo: 173 mm

Aumento: 30x

Imagen: directa

Distancia mínima de enfoque: 1,5 m

Medición de distancias

Alcance con prisma sobre jalón: 4 m -700 m

Medición precisa: $\pm (3 \text{ mm} \pm 2 \text{ ppm.})$

Replanteo (tracking): $\pm (10 \text{ mm} \pm 2 \text{ ppm})$

Medición de ángulos

Sistema de graduación: incremental

Sensibilidad en las lecturas: $1''$

Precisión en ángulos: $\pm 2''$ (e.m.c.)

Pantalla

Matriz de puntos de 16 caracteres

Número de líneas: 4

Niveles

Esférico: $10'/2 \text{ mm}$

Tórico: $30''/2 \text{ mm}$

Dimensiones: 405(H) x 216(W) x 180(D) mm

Peso: 9,4 kg

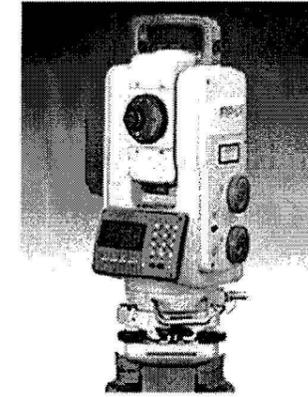


Fig. 4.6. Estación Total Automática AP-L1A de la Topson (Auto-Tracking Total Estation).

4.2.2. Estación Total sin prismas

La Estación Total sin prismas (Reflectorless Total Station) (fig. 4.7, p. 186), empleando la tecnología EDM de láser pulsante, permite la medición de distancias sin el empleo de prismas, resultando ideal para la medición de distancias en el caso de lugares peligrosos y/o inaccesibles.

Algunos parámetros técnicos de la Estación Total sin prismas GPT-1000 de la Topcon se muestran a continuación:

Anteojo

Aumento: 30x

Imagen: directa

Distancia mínima de enfoque: 1,3 m

Medición de distancias

Alcance sin prismas: 3 -100 m (sup. blanca)

Alcance con 1 prisma: 4 000 m

Medición con prisma: $\pm (5 \text{ mm} \pm 2 \text{ ppm.})$

Medición sin prisma: $\pm 10 \text{ mm}$

Replanteo (tracking): 10 mm/0,3 seg.

Tiempo para la medición fina: 1 mm/1 seg

Tiempo para la medición gruesa: 1 mm/1 seg

Tiempo para replanteo: 10 mm/0,3 seg

Medición de ángulos

Sistema de graduación: incremental

Sensibilidad en las lecturas: $1''$

Precisión en ángulos: $\pm 2''$ (e.m.c.)

Memoria Interna

Puntos aislados: 3 000 puntos

Red de cuadrículas: 5 000 puntos

Niveles

Esférico: 10"/2 mm

Tórico: 30"/2 mm

Dimensiones 346(H) x 190(W) x 150(D) mm(con batería manual)

Batería:

Medición de distancias solamente: 3,5 horas

Medición de ángulos solamente: 30 horas

Peso: 3,7 kg

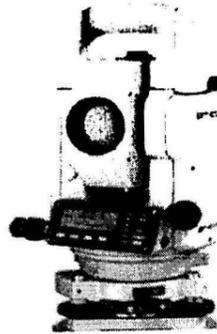


Fig. 4.7. Estación Total sin prismas GPT-1000 de la Topcon (Reflectorless Total Station).

4.3. Generalidades de la estación total Sokkia Set - 3010

Esta es la Estación Total que más se emplea en Cuba en la construcción y minería, por su precisión y comodidad, y cuenta con cuatro funciones fundamentales:

- **Función:** es utilizada para comenzar o establecer ficheros o trabajos de levantamiento; también para controlar las comunicaciones entre la estación y cualquier otro equipo.
- **Levantamiento:** accede a programas frecuentemente usados en el campo para recolectar datos.
- **Cogo:** desarrolla cálculos de coordenadas y replanteo de trabajos.
- **Carretera:** contiene programas para levantamiento de carretera, definición y replanteos.

Cada menú realiza varias acciones que están organizadas a tareas específicas. Las acciones disponibles en esta estación se muestran en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4. Acciones disponibles en la Estación Total

Función	Levantamiento	Cogo	Carretera
Trabajo	Taquimetría	Replanteo de coordenadas	Seleccionar carretera
Instrumento	Ajuste de poligonal	Replanteo de líneas	Replantar carretera
Parámetros de trabajo	Resección	Replanteo de áreas	Replantar superficie de carretera
Configuración	Medición de series	Resección	Levantamiento de carretera
Tolerancias	Revisión de series	Áreas	Levantamiento de secciones transversales
Unidades	Levantamiento de fachadas	Intersecciones	Definir carretera
Fecha y hora	Colimación	Proyección de frentes	Revisar carretera
Borrar trabajo	Inclinación del eje	Medición con cinta desde base	Definir base de datos
Lista de códigos	Elevación remota	Transformación de coordenadas	Revisar base de datos
Hardware	Coordenada por teclado		
Comunicaciones			
Menú de trabajo			
Idioma			

4.4. Metodología para la realización del levantamiento con estación total

Los trabajos de campo del levantamiento con la Estación Total se realizan siguiendo el mismo principio que con los taquímetros: la organización del trabajo, la necesidad de confeccionar un croquis de campo, la manera de tomar las diferentes formas del relieve, la manera de estructurar el cuerpo del plano, la forma de radiar, todo lo demás, será totalmente distinto.

Un levantamiento topográfico con la Estación Total se realiza de la manera siguiente:

1. La confección del croquis de campo debe hacerse con la información que ofrece el plano de datos reales y el ploteo de toda la red de apoyo.
2. La comunicación se establece a través de radios portátiles, pues, las distancias serán tan largas como lo permita la visibilidad y las condiciones del equipo.
3. Los valores en coordenadas y cotas se obtienen de manera inmediata, en el mismo instante en que se mide, por eso, de aparecer algún resultado extraño, se puede comprobar inmediatamente.
4. El croquis se elabora a partir de coordenadas, o sea, que los puntos tomados se plotean por coordenadas y no por ángulos y distancias, como se hace comúnmente.
5. No será necesario anotar, pues el equipo graba toda la información que va obteniendo de la medición;
6. Se le suministra por el topógrafo los códigos establecidos para cada forma del relieve, por ejemplo: borde superior o borde (BS), hondonada (H), camino (C). Estos códigos son acompañados con un número de orden.
7. Se deben enumerar los cortes para facilitar el trabajo de gabinete.
8. La altura de señal que puede cambiar con relativa frecuencia es informada por el cadenero portamira, a través del radio.
9. Los cadeneros portamiras deben contar con jalones acompañados de prismas pequeños, cuyos pesos son mucho menos que la mira tradicional.
10. Los jalones deben prepararse de manera tal que se puedan disminuir su tamaño desde 1,5 m hasta 4,8 m. Con esta magnitud se puede superar la vegetación y disminuir los volúmenes de trochas;
11. La comunicación entre el jefe de la comisión y los cadeneros tiene que funcionar excelentemente, pues cualquier cambio de altura de señal no informada a tiempo puede traer errores en la cota;
12. Se debe trabajar con sumo cuidado al levantar el límite de los sectores, proyectos o áreas de influencia de los pozos, para los posibles empalmes y confirmación de las cotas del pozo respectivamente;
13. Las distancias con el equipo pueden alcanzar los 3 kms con el Sokkia set-3010, y hasta cinco con el Sokkia set-3100;
14. Con el equipo se pueden tomar hasta 2 000 puntos sin descargarlos a la computadora.

Trabajos de gabinete

El primer paso consiste en la transferencia de los datos acumulados en la memoria de la estación en la cual se crea un fichero del tipo SDR (las revisiones y correcciones que sean necesarias revisar hay que efectuarlas antes de crear el próximo fichero, porque este tiene dispositivos de seguridad que protegen los materiales primarios) que pasa al programa PROLIN, que es el empleado en la comunicación del equipo con la máquina en los dos sentidos de circulación, el cual se encarga de

crear otro fichero del tipo SPP, que acumula toda la información, haciendo la función de una base de datos. Posteriormente se crea otro fichero de texto con las dimensiones X,Y,Z. La nomenclatura del punto y el código de referencia son enviados a otro programa que tenga propiedades de crear relieve, curvas de nivel, como por ejemplo, el Surfer, de donde se obtiene la primera versión del plano con el relieve representado en forma de curvas de nivel. Como el Surfer no es capaz de corregir los errores del relieve, entonces se transfiere el plano para el programa Autocad. Este programa entrelaza la planimetría, las edificaciones, caminos, cortes o taludes, ríos, arroyos, cercas y cualquier otro elemento que no esté representado por las curvas de nivel, como por ejemplo toda la información que va en la parte exterior del plano.

CAPÍTULO V

Sistema de Posicionamiento Global (GPS)

5.1. Introducción

En septiembre de 1957 se celebró en Toronto un Simposio Científico, en el que se presentó una comunicación sobre posibles aplicaciones geodésicas de hipotéticos satélites artificiales. La opinión de los presentes osciló entre el escepticismo y la condescendencia irónica, dado lo absurdo e irracional de suponer esa posibilidad. Tal actitud no impidió, lógicamente, que unos días más tarde, el 4 de octubre de 1957, la URSS pusiera en órbita el primer satélite artificial de la Tierra: el Sputnik I.

El Sputnik I pesaba 83 Kg y emitió señales de radio durante 3 semanas. Su órbita era bastante excéntrica con altitudes entre 216 Km y 1 136 km, con período orbital de 96 minutos, y con su puesta en órbita había dado comienzo a la era de la Geodesia Espacial. Se dice con razón que había comenzado la era de la Geodesia Espacial porque pronto los geodestas pudieron observar que, analizando el corrimiento Doppler de las señales radiodifundidas desde el Sputnik I y recibidas en estaciones de posición conocida, era posible establecer la órbita del satélite. Entonces, una vez conocida la órbita del satélite, podía invertirse el problema y conocer la posición del receptor de las señales difundidas, después de la recepción y análisis de las señales durante diferentes y suficientes pasos del satélite. Evidentemente las emisiones del Sputnik no eran adecuadas para el posicionamiento y no se obtenía suficiente precisión, pero se demostró la posibilidad de su aplicación.

5.2. Sistemas de posicionamiento

Los sistemas de posicionamiento, actualmente en funcionamiento, son:

- Sistema SLR.
- Sistema VLBI.
- Sistema TRANSIT.
- Sistema GPS.

5.2.1. Sistema SLR

El sistema SLR (Satellite Laser Ranging) (fig. 5.1) se basa en la medición de la distancia a un satélite en función del tiempo de tránsito de un haz láser. Los satélites generalmente empleados son del tipo pasivo, o sea, esferas recubiertas de prismas de reflexión total como los usados en la distanciometría

electroóptica, aunque también se emplean satélites mixtos multifunción, que llevan, además de dispositivos activos, los prismas de reflexión.

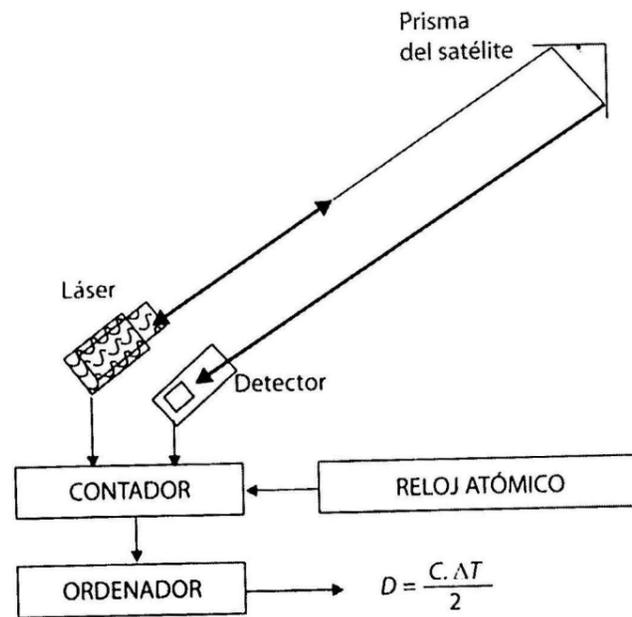


Fig. 5.1. Esquema del sistema SLR.

Como ejemplo de satélites pasivos están los LAGEOS (LAsER GEOdinamic Satellite) de 60 cm de diámetro y 400 kg de masa puestos en órbita en 1976 a 5 900 km de altitud.

El instrumento empleado en este método está constituido por:

- Un potente láser pulsante,
- un reloj atómico,
- un contador,
- un detector,
- un ordenador,
- la estructura de estacionamiento.

En el momento de la medición el láser produce un pulso que es enviado al satélite, a la vez que comienza a contar el tiempo con el reloj atómico, este se refleja en los prismas y al llegar el retorno se detiene la cuenta del tiempo y se puede calcular la distancia en función de la velocidad de propagación de la luz y el tiempo de recorrido. Durante los 150 ps que dura la emisión la potencia es de 2 Gw, que es la potencia que necesita una ciudad importante de forma constante.

El pulso puede repetirse varias veces por segundo formando un bloque, y una observación puede estar constituida por varios bloques.

Las estaciones SLR son estacionarias y forman una red mundial, aunque existen estaciones móviles denominadas MOBLAS (MOBile LAsER Station).

5.2.2. Sistema VLBI

El sistema VLBI (Very Large Base Interferometry o Interferometría de Muy Larga Base) constituye el más preciso de todos los procedimientos de posicionamiento global (ver fig. 5.2, p.197).

Los métodos basados en la observación de estrellas o satélites resultan limitados por la precisión con que se conoce la posición de los mismos. Este método se basa en la observación de radiofuentes naturales (cuásares) galácticas o extragalácticas. Los cuásares se encuentran muy lejanos de la tierra

(hasta 9 000 millones de años luz) que emiten ondas con gran intensidad.

La técnica VLBI requiere de al menos dos radiotelescopios que se orientan hacia un cuasar concreto, recibiendo la señal emitida que se refiere a un patrón atómico local y se registra digitalmente en un soporte magnético. Ambos registros se envían a un centro en el que se correlacionan, pudiendo determinarse en cada momento el retardo entre la llegada del frente plano de la señal a un radiotelescopio y a otro. Este retardo permite determinar la componente del vector que une ambas estaciones, en la dirección de llegada de la señal. Cuando se obtienen tres componentes no coplanarias se puede determinar el vector, haciéndose múltiples determinaciones a diferentes cuásares.

La técnica VLBI comienza a emplearse en 1977, cuando se establecen tres observatorios para mediciones exclusivamente geodésicas. Esta técnica ha permitido el establecimiento de una red mundial increíblemente precisa, que constituye el sistema de referencia absoluto para otros métodos de posicionamiento (las coordenadas de las estaciones de control del método GAS han sido determinadas de esta forma) así como para establecer el movimiento del polo, la duración del día y otras importantes aplicaciones científicas.

Debe señalarse que la técnica es tremendamente compleja, debido a que deben considerarse la curvatura gravitacional del espacio solar y otros efectos relativistas, los cambios por gravedad y temperatura que experimentan los centros radioeléctricos de las antenas receptoras y otros múltiples problemas que requieren de elaborados procesamientos.

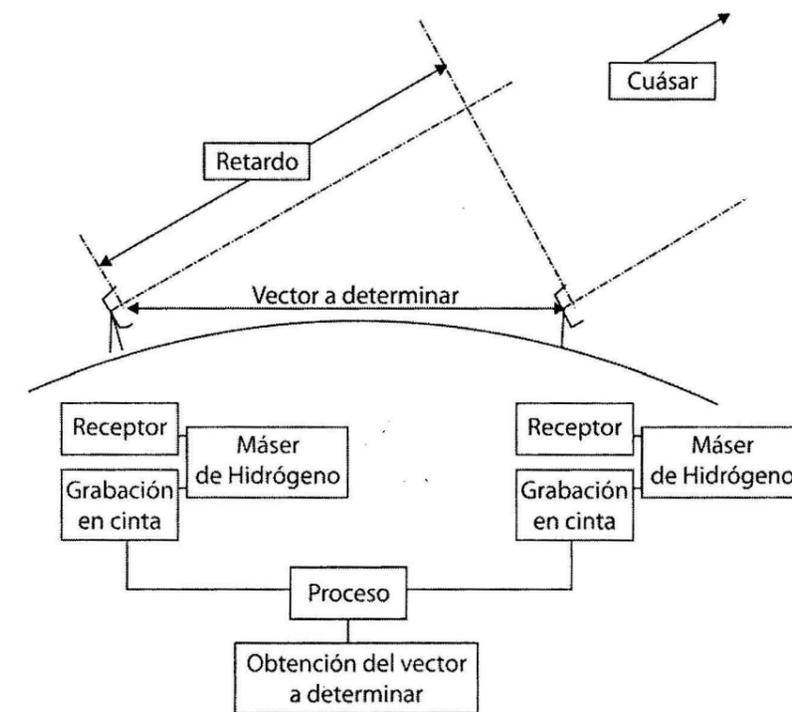


Fig. 5.2. Esquema del sistema VLBI.

5.2.3. Sistema TRANSIT

Conocido como sistema Doppler (fig. 5.3, p.199) es realmente el sistema NNSS (Navy Navigation Satellite System), que utiliza los satélites norteamericanos de la constelación TRANSIT sobre los que se realizan mediciones del desplazamiento Doppler.

Este sistema nació en 1958 para ayuda a la navegación militar, comenzó a ser operacional en 1964 y en 1967 se desclasificó y fue utilizable por el sector civil. La constelación TRANSIT disponía de un mínimo de 6 satélites de solo 61 kg de peso en órbitas casi circulares a 1 100 km de altitud, por lo que el período es de 107 minutos. En 1992 había 13 satélites en órbita (3 tipo NOVA y 10 tipo OSCAR), de los cuales 7 estaban en uso, y 6 de reserva y se preveía operativo hasta 1996.

El sistema se basa en la medición del desplazamiento o corrimiento Doppler, que es la variación aparente de la frecuencia en función de la velocidad de acercamiento o alejamiento de la fuente emisora. El efecto Doppler - Fizeau (Cristian Doppler, matemático y físico austriaco, 1803-1853) fue descubierto en el siglo XIX, y establece que cuando una fuente emisora de un tren de ondas, sean ópticas, acústicas o radioeléctricas, disminuye su distancia a un observador, la frecuencia recibida es aparentemente mayor que la real. Si la fuente emisora se aleja, la frecuencia aparente será menor.

La fórmula correspondiente es:

$$\Delta F = \frac{V_R}{V_0} \quad (5.1)$$

donde:

ΔF : Variación de la frecuencia.

V_R : Velocidad radial de alejamiento o acercamiento respecto al observador de la fuente.

V_0 : Velocidad de propagación de la onda.

En la fig. 5.3 se muestra el corrimiento Doppler que experimenta la frecuencia emitida por un satélite, que se acerca primero a un receptor y después se aleja del mismo.

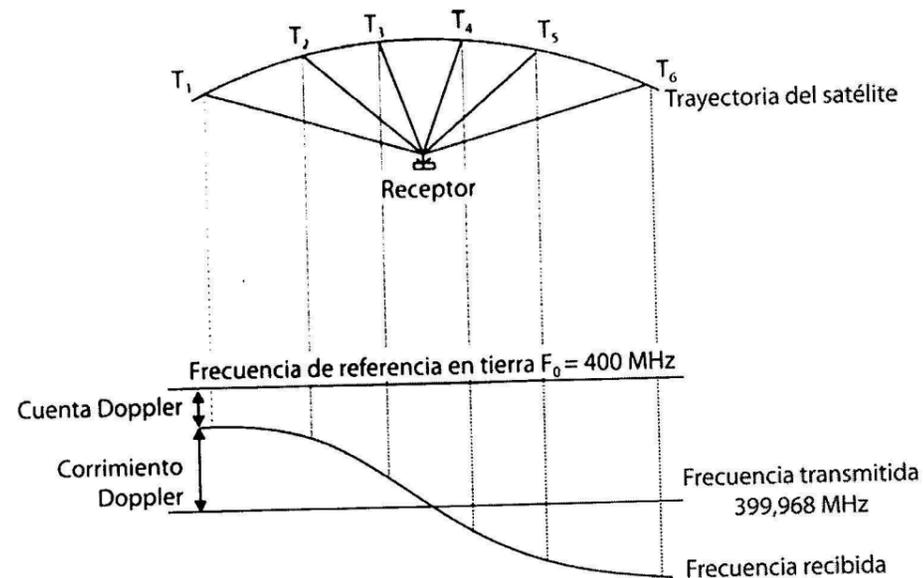


Fig. 5.3. Esquema del efecto Doppler.

Es importante señalar que el sistema Doppler permitió una nueva y más precisa determinación de la forma de la Tierra, algo que constituía un viejo anhelo de los geodestas de todo el mundo.

5.2.4. Sistema GPS

El sistema GPS (Global Positioning System) fue creado para mejorar el sistema TRANSIT en servicio civil desde 1967. Desde 1973 se empezó a desarrollar el proyecto de la constelación NAVSTAR (Navi-

gation Satellite Timing And Ranging), Satélites de Navegación, Cronometría y Distanciametría, y el 22 de febrero de 1978 se lanzó el primer satélite.

El sistema no está oficialmente operativo y por lo tanto el DoP (Dilution of Precision) puede modificar sin previo aviso su funcionamiento (y lo hace en ciertas ocasiones).

Pero el GPS es algo más que un sistema de navegación, pudiendo realizarse con el posicionamiento altamente preciso que resulta de gran aplicación en la Topografía y la Geodesia.

Vale señalar que Rusia posee un sistema equivalente denominado GLONASS (GLObal NAVigation Satellite System).

Sistema GPS. Constitución

En las operaciones para el posicionamiento con este sistema intervienen diferentes elementos o sectores que, para su estudio, se dividen en:

- Sector espacial.
- Sector de control.
- Sector usuario.

5.3. Sector espacial

Está compuesto por los satélites de la constelación NAVSTAR (NAVigation Satellite Timing And Ranging). El primer satélite de esta constelación fue puesto en órbita el 22 de febrero de 1978.

Bloques de satélites

Los satélites de la constelación NAVSTAR se dividen en 4 bloques, atendiendo a sus características, como se puede ver en la tabla siguiente:

Tabla 5.1. Bloques de la constelación NAVSTAR

Bloque	Números	Puestos en órbita desde	Fabricante	Peso
I	1-12	22-2-1978	Rockwell Int.	400 kg
II	13-21	14-2-1989	Rockwell Int.	800 kg
IIA	22-40	26-11-1990	Rockwell Int.	930 kg
IIR	41-66	17-1-1997	General Electric	930 kg

Constelación

La constelación actualmente operativa (fig. 5.4) está compuesta por 6 órbitas prácticamente circulares, con inclinación de 55° y uniformemente distribuidas en el plano del Ecuador.

En cada órbita hay 4 satélites para un total de 24 satélites con una altitud de 20 180 km, lo que determina, de acuerdo con la Tercera Ley de Kepler, un período de 12 horas siderales.

Adicionalmente existen satélites de reserva en órbita, para el caso de que uno o varios de los operativos sufran una avería.

Cada plano orbital se identifica por una letra desde A hasta F, y cada posición del satélite dentro de cada plano por un número del 1 al 4, lo que implica 24 combinaciones posibles.

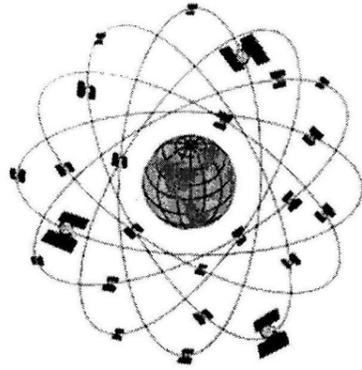


Fig. 5.4 Esquema de la constelación NAVSTAR.

Satélites

Los satélites utilizados en la Geodesia Espacial son de tres tipos fundamentales:

- Pasivos: son simplemente esferas recubiertas de prismas para reflejar la energía que sobre ellos incide.
- Activos: son aquellos que pueden emitir algún tipo de radiación.
- Mixtos: son aquellos que pueden emitir algún tipo de radiación, y poseen además prismas para la reflexión de la energía que sobre ellos incide.

Los satélites de la constelación NAVSTAR son del tipo activos, que emiten constantemente.

Entre los principales componentes de un satélite tenemos:

- Los relojes u osciladores como fuentes de frecuencia.
- Los paneles solares para captar la energía solar.
- La batería de níquel-cadmio para el almacenamiento de energía.
- Propulsores de maniobra para posibles correcciones de la órbita.
- La antena emisora.

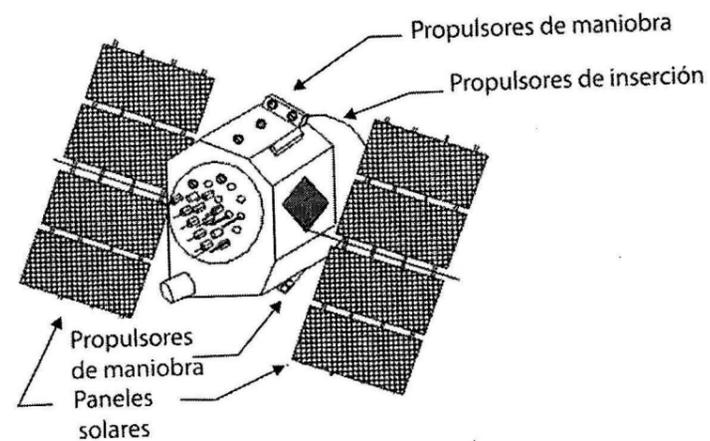


Fig. 5.5. Esquema de un satélite de la constelación NAVSTAR.

Relojes u osciladores

Todos los satélites de la constelación NAVSTAR poseen 2 o 4 relojes u osciladores, con un costo aproximado de \$50 000 c/u, uno de los cuales es seleccionado desde la Estación Maestra de Control para dar servicio. Los satélites del bloque I empleaban relojes de cuarzo, pero los del bloque II emplean relojes atómicos de rubidio o cesio, que son más precisos.

La precisión de un oscilador, o más apropiadamente, su estabilidad, se expresa por dos valores:

- La *short term stability* (estabilidad de corto período) que es la variación de la frecuencia en un segundo, así por ejemplo, si la frecuencia de un oscilador es 10 MHz y varía ± 5 Hz/seg. Entonces el ancho de banda es 10 Hz y la estabilidad será:

$$E = \frac{10}{10\ 000\ 000} = 10^{-6}$$

- La *long term stability* (estabilidad de largo período) que es la variación de la frecuencia en un año.

En la siguiente tabla se muestra estabilidad de corto período, que es la que habitualmente se emplea en las observaciones GPS que usualmente duran minutos u horas.

Tabla 5.2. Estabilidad de corto período para los diferentes osciladores en los satélites

Tipo de oscilador	Frecuencia de oscilación (GHz)	Estabilidad por seg ($\Delta f/f$)	Tiempo para perder un segundo
Cristal de cuarzo	0,005	10^{-9}	30 años
Rubidio	6,834 682 613	10^{-12}	30 000 años
Cesio	9,192 631 770	10^{-13}	300 000 años
Máser de Hidrógeno	1,420 405 751	10^{-15}	30 000 000 años

Portadoras y códigos

Cada satélite emite sobre dos portadoras, L1 y L2, cuyas frecuencias son el resultado de multiplicar la fundamental de 10,23 MHz por una constante:

L1: de frecuencia 1 575,42 MHz, que resulta de $10,23 \cdot 154$ ($l = 19,05$ cm).

L2: de frecuencia 1 227,60 MHz, que resulta de $10,23 \cdot 120$ ($l = 24,45$ cm).

La designación de las portadoras se debe a que sus valores de frecuencia corresponden con la banda L de radiofrecuencias (ver tabla 5.4).

Las emisiones en L1 y L2 se realizan de forma ininterrumpida constituyendo la interfase entre el segmento espacial (satélites) y el segmento usuario (receptores). El hecho de radiar dos frecuencias permite, por comparación de los diferentes retardos entre ellas determinar el retardo ionosférico.

Las frecuencias portadoras son moduladas por los dos códigos de ruidos pseudoaleatorios y por un mensaje de navegación. Tanto las frecuencias portadoras como las modulaciones son controladas por los relojes atómicos, instalados a bordo de cada satélite. Estos relojes de gran estabilidad constituyen el fundamento de las altas precisiones del sistema

Sobre las portadoras L1 y L2 se envía por modulación el código P (código principal), dando origen al servicio de Posicionamiento Preciso, destinado al uso exclusivo de las fuerzas armadas de los

E.U.A. y sus aliados, mientras que sobre la portadora L1 es modulado también el código C/A, el cual permite el servicio estándar de posicionamiento de acceso libre a todos los usuarios (Ver fig.5.6).

El mensaje de navegación tiene una duración de 12,5 minutos, y consta de 25 grupos (frames) cada uno de los cuales se transmite en 30 seg. Cada grupo contiene 5 celdas, siendo las celdas 1,2 y 3 invariables, y las 4 y 5 no, y por lo tanto habrá 25 celdas número 4 y 25 número 5, todas ellas diferentes. El contenido del mensaje es en forma sintética:

- Celda 1
 - Estado del reloj GPS Time.
 - Condición del satélite (Health: OK ó Unhealthy).
 - Antigüedad de la información.
- Celdas 2 y 3
 - Efemérides radiodifundidas empleadas para la obtención del posicionamiento.

Tabla 5.3. Contenido de las efemérides radiodifundidas por cada satélite NAVSTAR

Parámetros	Definición	Unidades
M_0	Anomalía media en la época de referencia	π radianes
Δn	Variación del movimiento medio	π radianes/seg
E	Excentricidad (0,03)	Adimensional
$A^{1/2}$	Raíz cuadrada del semieje mayor	metros ^{1/2}
Ω_0	Ascensión recta en la época de referencia	π radianes
i_0	Ángulo de inclinación en la época de referencia	π radianes
ω	Argumento del perigeo	π radianes
$\dot{\Omega}$	Variación de la ascensión recta	π radianes/seg
\dot{I}	Variación de la inclinación	π radianes/seg
C_{uc}	Amplitud de la corrección armónica cosenoidal del Argumento de la latitud	Radianes
C_{us}	Amplitud de la corrección armónica senoidal del Argumento de la latitud	Radianes
C_{rc}	Amplitud de la corrección armónica cosenoidal del Radio orbital	Metros
C_{rs}	Amplitud de la corrección armónica senoidal del Radio orbital	Metros
C_{ic}	Amplitud de la corrección armónica cosenoidal del ángulo de inclinación	Radianes
C_{is}	Amplitud de la corrección armónica senoidal del ángulo de inclinación	Radianes
t_{oe}	Tiempo de referencia de las efemérides	Segundos
IODE	Antigüedad de los datos de las efemérides	(Ver texto)

- Celda 4
 - Ofrece un modelo ionosférico para los usuarios que poseen receptores monofrecuencias;
 - Información UTC.

- Si está activado el AS (Anti Spoofing);
- Espacio de repuesto.
- Celda 5
 - Almanaque.
 - Estado de los primeros 25 satélites.
 - Palabras especiales.

TLM (TeLeMetry): avisa si se está insertando información o si el satélite sufre manipulación.

HOW (Hand Over Word): da acceso al código P.

Como puede verse, para minimizar el tiempo que el receptor necesita para obtener una posición inicial, las efemérides y el estado de los relojes se repiten cada 15 segundos (celdas 1,2 y 3 de cada grupo).

Tabla 5.4. Designación y rangos de frecuencia de las distintas bandas de radiofrecuencias

Designación de la banda	Frecuencia	Empleada en:
HF	3 -30 MHz	Emisiones de radio
VHF	30 – 300 MHz	Emisiones de TV
UHF	300 – 1 000 MHz	Emisiones de TV
L	1 – 2 GHz	GPS (satélite → receptor)
S	2 – 4 GHz	Estación Maestra ↔ satélite
C	4 – 8 GHz	
X	8 – 12 GHz	
Ku	12 – 18 GHz	
K	18 – 27 GHz	
Ka	27 – 40 GHz	
V	40 – 75 GHz	
W	75 – 110 GHz	
Mm	110- 300 GHz	

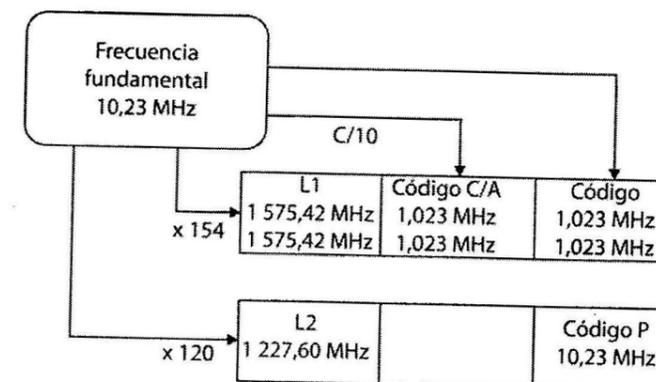


Fig. 5.6. Esquema de las portadoras emitidas por los satélites NAVSTAR y los códigos que soportan.

Disponibilidad selectiva

Cuando el sistema GPS fue concebido, no se pensó que usuarios no autorizados pudieran alcanzar precisiones tan elevadas como las que comenzaron a obtenerse empleando receptores fabricados industrialmente a precios relativamente bajos, por lo que los organismos responsables del sistema se reunieron y decidieron degradar la información radiada por los satélites; tal degradación se denominó Selective Availability Policy, o más genéricamente SA, que se traduce como Disponibilidad Selectiva.

Para activar la SA, el centro de control actúa sobre la información del mensaje correspondiente al estado de los relojes y parámetros orbitales. Debe insistirse que ni los estados de los relojes ni las órbitas se modifican, sino que lo único que se hace es introducir un error a la información que los satélites de la constelación envían a los usuarios en su mensaje de navegación.

La SA se activó por primera vez, y sin previo aviso, el 25 de marzo de 1990, lo que provocó que los usuarios civiles, especialmente en los EUA, protestaran airadamente, pero como respuesta siempre se plantea que el sistema no ha sido aún declarado oficialmente operativo y que todos los usuarios civiles lo utilizan bajo su entera responsabilidad.

Con la SA que está activada actualmente, el sistema ofrece precisiones horizontales absolutas de 100 m durante el 95 % del tiempo, y no peores de 300 m el 99,9 % del 5 % remanente, debiendo tenerse en cuenta que la SA se está activando y desactivado continuamente sin previo aviso.

Es obvio que los usuarios autorizados por el DoD de los EUA disponen del adecuado contraprocés que permite recuperar la precisión original, eludiendo así la SA en el posicionamiento absoluto.

El problema que implica la SA se elimina mediante el posicionamiento relativo y en el absoluto si en el cálculo, en el lugar de utilizar las efemérides radiodifundidas, se utilizan las efemérides precisas, obtenidas por el seguimiento de los satélites desde dos o más puntos en tierra de posición conocida con elevada precisión.

5.4. Sector de control

Está compuesto por 5 estaciones de control distribuidas regularmente en longitud, y son:

- Estación en la base Falcon Air Force, cerca de Colorado Springs en el territorio continental.
- Estación de la isla de Ascensión en el Atlántico Sur.
- Estación de la isla de Diego García en el Océano Índico.
- Estación de la isla de Kwajalein en el Pacífico Occidental.
- Estación de las Islas Hawai en el Pacífico Oriental.

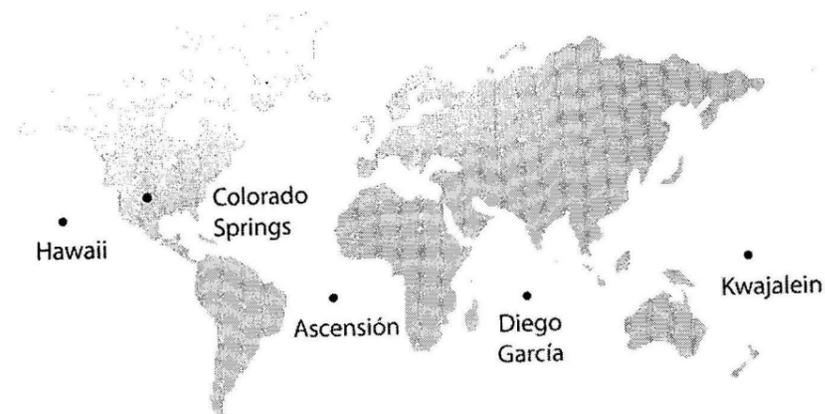


Fig. 5.7. Distribución de las Estaciones de Control que componen el Sector de Control del sistema GPS.

La estación de Colorado Springs es la Estación Central o Maestra, o sea, la CSOC (Consolidated Sat-
tation Operation Center).

Todas las estaciones tienen coordenadas determinadas, con un alto grado de precisión con relojes de cesio, y están constantemente recibiendo señales de todos los satélites sobre el horizonte, pudiendo de esta forma determinar con gran precisión las órbitas de los diferentes satélites

Todos los datos recibidos son enviados a la estación central, donde se procesan y se calculan las efemérides, los estados de los relojes de los satélites y toda la información que ha de ser transmitida y almacenada en la memoria de cada satélite.

La estación central puede, además, activar los sistemas de maniobra de los satélites para hacer modificaciones en sus órbitas.

Las comunicaciones desde las estaciones a los satélites se realizan en la frecuencia de 1,78374 GHz, y entre el satélite y las estaciones en la frecuencia de 2,2275 GHz, ambas correspondientes a la banda S.

5.5. Sector usuario

Está compuesto por los receptores GPS de los usuarios. Los receptores tienen diferentes características según sus aplicaciones, pero en todos pueden considerarse dos componentes básicos:

- La antena, y
- el receptor.
- La antena

La función de la antena es convertir la radiación electromagnética proveniente del satélite en una corriente eléctrica (la antena del satélite hace justamente lo contrario) (fig. 5.8).

Las antenas pueden ser internas (incorporadas al receptor) o externas (con elemento de estacionamiento). Las antenas de los receptores GPS para aplicaciones topográficas o geodésicas son siempre externas.



Fig. 5.8. Antena sobre plataforma nivelante.

A la antena están referidas las coordenadas halladas y está compuesta por tres elementos fundamentales:

- Elemento físico receptor:

En el que se distingue el centro radioeléctrico, que es el punto al que realmente se le determinan las coordenadas.

- Preamplificador o previo:

Permite amplificar la débil corriente eléctrica obtenida en la antena para que pueda ser conducida hasta el receptor.

- Elemento de estacionamiento: solo presente en los receptores para aplicaciones geodésicas, permite situar la antena sobre el punto (estacionar) y puede ser de tres tipos:
 - Trípode,
 - bastón extensible, y
 - base de centración sobre pilar.
- El receptor

Está compuesto por (ver fig. 5.9):

- Sección de recepción (con n canales para el seguimiento de n satélites),
- el *software* de operación,
- memoria,
- teclado de control (interacción usuario ® receptor),
- pantalla (interacción receptor ® usuario),
- conectores y salidas, y
- fuente de alimentación (batería).

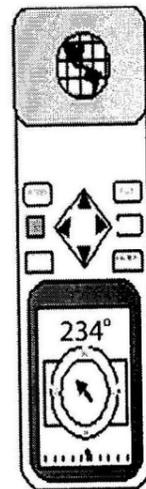


Fig. 5.9. Receptor de mano con antena integrada.

Clasificación de los receptores

Los receptores GPS pueden clasificarse de acuerdo a:

1. Número de frecuencias que es capaz de captar:
 - una frecuencia ($L1$), y
 - dos frecuencias ($L1$ y $L2$).
2. Su campo de aplicación:
 - geodésicas,
 - navegación aérea, y
 - navegación marítima.

Los receptores para aplicaciones geodésicas se distinguen por tener antenas independientes (no integradas al receptor), que pueden estacionarse sobre el punto mediante aditamentos tales como trípode, bastón extensible y base para pilar. Además, resultan los más precisos de todos los fabricados.

En la fig.5.10 se muestran varios modelos de antenas montadas sobre un bastón extensible que puede ser fácilmente situado sobre cualquier punto del terreno.

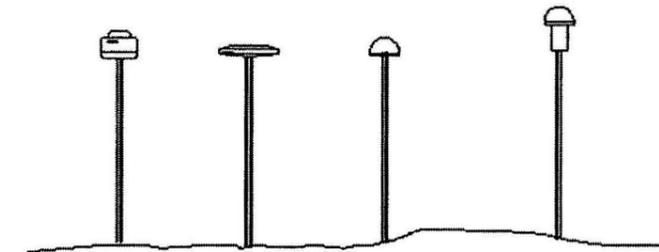


Fig. 5.10. Antenas de GPS montadas sobre bastón extensible, para una fácil manipulación.

5.6. Sistemas de medición de distancias

En las mediciones GPS se distinguen tres sistemas básicos para la medición de la distancia entre el satélite y la antena receptora:

- Sistema Doppler,
- Pseudodistancias,
- Medida de Fase.

Este método es semejante al descrito para el sistema TRANSIT, aunque en el caso de los GPS resulta menos preciso debido a que los satélites de la constelación NAVSTAR orbitan a 20 200 km, mientras que los TRANSIT lo hacían a 1 000 km, lo que trae como consecuencia que la cuenta Doppler para los satélites NAVSTAR es más uniforme y por lo tanto menos precisa, ya que la precisión de un sistema Doppler la ofrece, justamente, la rápida variación en las frecuencias recibidas, originadas por rápidas variaciones en las distancias.

El sistema permite un posicionamiento rápido, dado que siempre hay varios satélites a la vista, aunque impreciso por la lenta variación de la cuenta Doppler ya explicada, constituyendo este sistema una buena aproximación inicial en el posicionamiento como base para uno más refinado por pseudodistancias.

- Pseudodistancias

Este método es exclusivo de la técnica GPS, y consiste en una multilateración tridimensional que sitúa al receptor en la intersección de unas esferas con centro en el satélite y radio igual a la distancia correspondiente.

La pseudodistancia es el resultado de multiplicar la velocidad de la luz (c) por el desplazamiento temporal necesario para alinear una réplica del código GPS generado por el receptor con la señal procedente del satélite, y la magnitud observada será por lo tanto un tiempo.

Para sincronizar la réplica con el original recibido, el receptor comienza a aplicar un retardo, y cuando ambas señales coinciden, el tiempo de retardo t permite calcular una distancia, que no será precisamente la distancia receptor - satélite porque no se conoce el estado del reloj del receptor (adelanto o retraso con respecto al reloj del satélite), y por lo tanto lo que se obtiene es una falsa distancia o pseudodistancia.

$$\text{Distancia} = c \times (t + \text{estado})$$

De acuerdo con lo anterior, se requiere entonces para el posicionamiento tridimensional el empleo de 4 satélites, ya que se tienen 4 incógnitas: $X, Y, Z, \Delta t$.

Conceptualmente el estado del reloj se resuelve, consideremos en la fig 5.11, p. 215 la antena del receptor, situada en el centro de una pequeña esfera, tangente a todas las sucesivas esferas con centro en cada posición instantánea del satélite y radio la correspondiente pseudodistancia observada. La mencionada pequeña esfera, con centro en la antena, tiene como radio el correspondiente al estado del reloj del receptor (Δt) por la velocidad de la luz (c).

Para usos geodésicos, la medida por pseudodistancias se emplea para un posicionamiento aproximado previo a la observación por medida de fase.

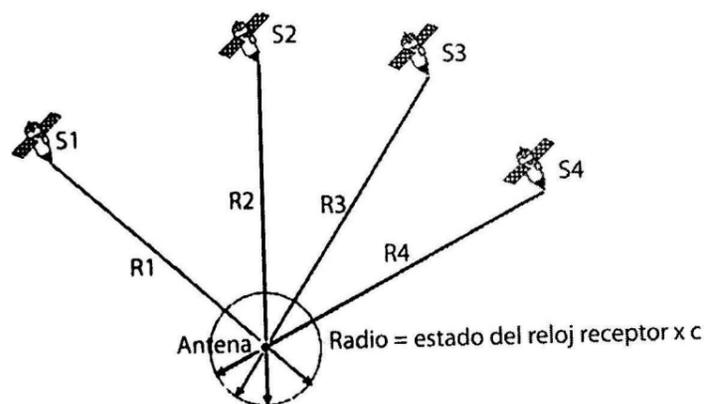


Fig. 5.11. Esquema de la medición por pseudodistancias.

Medida de fase

Este método es el que permite obtener la máxima precisión. La base del método es que se controla en fase una emisión radioeléctrica hecha desde el satélite, con frecuencia conocida desde una posición conocida. El control de la fase consiste en observar continuamente la evolución del desfase entre la señal recibida y la generada en el receptor; el observable es el desfase, y este cambia según lo hace la distancia satélite- receptor (fig. 5.12, p.216).

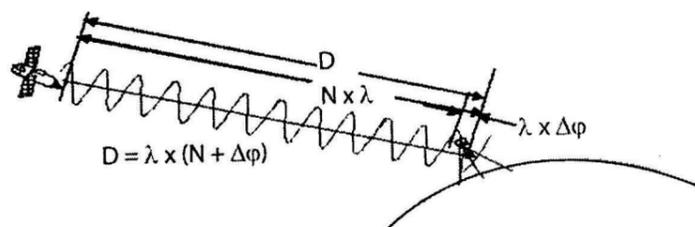


Figura 5.12. Esquema de la medición de distancias por medida de fase.

De la fig. 5.12 puede verse que cuando la onda portadora llega a la antena habrá recorrido una distancia D , correspondiente a un cierto número N de longitudes de onda, más una cierta parte de longitud de onda llamada $\Delta\phi$, de manera que:

$$D = \lambda (N + \Delta\phi) \quad (5.2)$$

El valor observable $\Delta\phi$ puede estar entre 0° y 360° . Cuando $\Delta\phi$ va creciendo y llega a 360° , el valor de N se incrementa en una unidad y el $\Delta\phi$ pasa a 0° ; y cuando $\Delta\phi$ decrece, sucede lo contrario.

Si se considera que la longitud de onda de $L1$ es 20 cm y que $\Delta\phi$ puede apreciarse con precisión del orden de 1% , la resolución interna es del orden milimétrico.

Ahora bien, existe un valor desconocido al que se denomina ambigüedad y que corresponde con el número de longitudes de onda completas N , problema idéntico al que se presenta en la distanciometría electrónica por medición de fase, pero como no es posible modificar la frecuencia sobre la que medimos la fase, no es posible resolver la ambigüedad como se hace en la distanciometría electrónica. La resolución de la ambigüedad se hace en el proceso de cálculo junto con las otras incógnitas que tenemos, que son los incrementos de coordenadas $\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$ y el estado de los relojes.

Cuando se aplica el Posicionamiento Relativo, que es el normalmente empleado en Geodesia y Topografía, puede considerarse que:

- El tratamiento de las ecuaciones generadas en la común recepción instantánea de un mismo satélite se llama Método de Simples Diferencias, y minimiza o elimina errores de reloj del satélite;
- Las ecuaciones correspondientes en la común recepción instantánea de dos satélites se llaman Dobles Diferencias, permite eliminar los "cycles slips", y minimiza o elimina los errores de reloj del satélite y de receptores, indeterminación de las órbitas y otras fuentes de error, porque al ser estos errores similares cuando son algebraicamente restados, tienden a cancelarse;
- Si el tratamiento se hace con la recepción simultánea de dos satélites en una posición y luego en otra, el método se llama de Triples Diferencias, lo que permite eliminar los errores al igual que en el método de Dobles Diferencias, pero se cancela la ambigüedad de los ciclos.

5.7. Bondad de las observaciones

En las mediciones GPS existen dos formas de cuantificar la bondad de las observaciones: el UERE y el DOP.

UERE

El UERE (User Equivalence Range Error) es la contribución al error en la medida de la distancia producida por una sola fuente de error, suponiéndola independiente de las demás. Las fuentes independientes son:

- Incertidumbre de las efemérides,
- errores de propagación,
- marcha y estado de los relojes, y
- ruido de recepción.

Configuración

La configuración espacial de los satélites con los que se determina la posición del punto es un factor determinante en la precisión alcanzada. Para tener una idea de cual es la configuración más favorable, considérese el siguiente símil:

Supongamos una esfera de radio unitario con centro en el radioeléctrico de la antena. Las direcciones a los satélites observados determinan unos puntos de intersección con esta esfera. La superficie envolvente de estos puntos tridimensionales determina un poliedro, cuyo volumen es proporcional a la bondad de la geometría.

En el caso de 4 satélites, la geometría más favorable será uno en el cenit y los otros 3 distribuidos acimutalmente a 120°, pero no en el horizonte como podría suponerse para obtener el máximo volumen, sino a una altura del orden de los 10°, ya que cuando los satélites están muy cerca del horizonte se produce un efecto negativo producto de la gran refracción atmosférica (iono + tropo), por lo que se recomienda ángulos de elevación mínima, denominándose a ese valor máscara, y empleándose generalmente el valor de 10°.

Pero debe considerarse, además, que la geometría de la constelación visible puede ser buena para un fin y mala para otros.

Trabajando con 4 satélites, si los suponemos cercanos al cenit, la precisión planimétrica será mala, pero buena la altimétrica, el elipsoide de error sería como un huevo frito horizontal.

Inversamente, si se tienen los 4 satélites cerca del horizonte (altura »10°) y uniformemente distribuidos en acimut, el error en planimetría sería pequeño, pero habría una fuerte indeterminación en altimetría y el elipsoide de error sería como un pepino vertical.

DOP

La DOP (Dilution Of Precision) es un valor adimensional que refleja la pérdida de precisión, debido a la configuración espacial de los satélites que intervienen en el posicionamiento del punto.

Puede considerarse que la DOP es el factor por el que hay que multiplicar la precisión obtenida en la determinación de las distancias a los satélites, por lo que su valor ideal es 1. Durante las mediciones se debe fijar el límite del DOP, siendo 6 el valor usualmente empleado.

Se definen 5 valores básicos del DOP:

- GDOP: para las tres coordenadas (X,Y,Z) y el estado del reloj,
- PDOP: para las tres coordenadas (X,Y,Z),
- HDOP: para las coordenadas planas (X,Y),
- VDOP: para la altura Z, y
- PDOP: para el estado del reloj.

5.8. Almanaque

El almanaque es una información sobre las órbitas de los satélites de la constelación, y permite conocer, con suficiente aproximación, dónde y cuándo estará cada satélite.

El almanaque es transmitido cada vez que se realiza una observación de más de 12,5 minutos, que en el proceso posterior se almacena en la computadora como un fichero del tipo ALM99-244.xxx, lo que indica que es el correspondiente al día 244 del año 1999, que es el 1 de septiembre.

Es evidente que los sucesivos almanaques no mostrarán variaciones orbitales significativas para los diferentes satélites, pero sí la posible activación o desactivación de algún satélite, así como el estado actualizado de los que estén en servicio, información que se utilizará en el proyecto de observación.

A continuación se muestra parte del Almanaque recibido el 12 de mayo de 1995 a las 16:29:22 UTC, con la información correspondiente a dos satélites: el SV_ID 1 (Spatial Vehicle IDentification) 1 y el SV_ID 2.

Tabla 5.5. Parte del almanaque radiodifundido correspondiente a los SV_ID 1 y 2

SV-ID	1	SV-ID	2
A-S	ON	A-S	ON

Block	2	Block	2
Health	220(Signal = BAD, Data= BAD)	Health	220(Signal = GOOD, Data=GOOD)
t/oa	11 8784	t/oa	11 8784
WN/a	801	WN/a	801
E	3,52478027343750E - 0003	E	1,40619277954102E - 0002
I	3,03774642944336E - 0001	I	3,02392904663086E + 0003
sqr(A)	5,15359130859375E + 0,003	sqr(A)	5,15361816406250E + 0,003
OMEGA/0	-2,52899646759033E - 0001	OMEGA/0	3,97727370262146E - 0001
OMEGA_DOT	-2,52839527092874E - 0009	OMEGA_DOT	-2,69210431724787E - 0009
Omega	-4,22520279884338E - 0001	omega	-8,15971970558166E - 0001
M/0	-9,51639175415039E - 0,0001	M/0	-1,78604483604431E - 0001
a/f0	1,04904174804688E-0005	a/f0	-1,64031982421875E-0004
a/F1	3,63797880709171E-0011	a/F1	-3,63797880709171E-0012

5.9. Proyecto

El proyecto tiene como objetivo determinar el período mas favorable de observación, para lo cual se emplea el último almanaque obtenido en un programa de computación que es suministrado por el fabricante del receptor GPS.

Para la confección del proyecto, se le suministra al programa las coordenadas de la zona de trabajo (del centro aproximado), ya que la constelación local sobre el horizonte, en un momento dado y sobre un cierto lugar, es utilizable para una zona de decenas de kilómetros de radio sin diferencias sensibles.

El proyecto se ejecuta para las observaciones que requieren la máxima precisión, las que obviamente se realizarán por el Método Estático-Relativo por Medida de Fase, que es el que permite alcanzar las máximas precisiones.

Para confeccionar el proyecto de observación, es necesario medir en el terreno con un teodolito estacionado en cada punto y orientando al norte la altura del horizonte libre cada cierto intervalo, por ejemplo cada 15°, tal como se indica en la fig.5.13. Estos datos se le introducen a un programa que suministra el fabricante y es posible obtener un Gráfico de Obstrucciones que sirve para confeccionar el programa de observaciones.

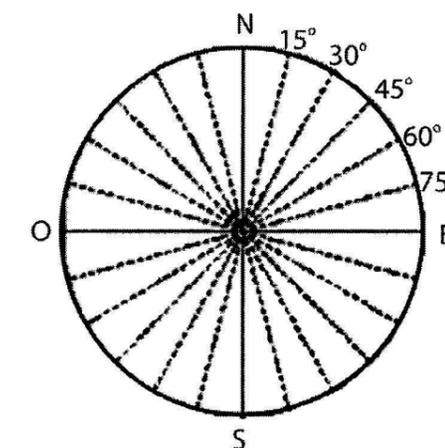


Fig. 5.13. Esquema en planta de las mediciones de la altura de los obstáculos en un punto.

5.10. Métodos de posicionamiento

Los métodos de posicionamiento se dividen:

- Según el sistema de referencia.
- Según el movimiento del receptor.
- Según el sistema de referencia
 - Absoluto

Se obtienen las tres coordenadas cartesianas geocéntricas (X,Y,Z) en el sistema WGS-84 (World Geodetic System 1984) de la antena del receptor GPS.

- Relativo o diferencial

Se requieren al menos dos receptores captando los mismos satélites, y se obtienen los incrementos de coordenadas ($\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$) en el sistema cartesiano geocéntrico WGS-84.

De los dos receptores, uno es el que establece el origen del sistema local de referencia GPS.

La principal ventaja del posicionamiento relativo es que, como los errores de observación son muy similares, los incrementos de coordenadas se obtienen con gran precisión, resultando de hecho el procedimiento más preciso, en especial cuando se emplea el método de medida de fase.

- Según el movimiento del receptor
 - Estático

En el posicionamiento estático se determinan las tres coordenadas de la antena a partir de una serie de observaciones realizadas durante un lapso de tiempo, en el que no sufren desplazamientos superiores a la precisión del sistema.

En el posicionamiento estático se obtienen soluciones tan redundantes como se desee, con solo aumentar el tiempo de observación. Las precisiones obtenidas son muy altas, en especial si se emplea la modalidad relativa.

- Dinámico

En el posicionamiento dinámico se determinan tríos de coordenadas según varía el tiempo y la situación de la antena, que experimenta movimientos superiores a la precisión del sistema. Cada trío de coordenadas se obtiene sin redundancia, a partir de una muestra única de datos.

Esta es la aplicación típica de la navegación, que puede ser de baja dinámica, como la de barcos, o de alta dinámica, como la de aviones y misiles.

Combinaciones de los métodos básicos de posicionamiento

Los métodos básicos descritos anteriormente pueden combinarse tal como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 5.6. Combinaciones de los métodos de posicionamiento con GPS

Método	Med. Distancias	Resultados	Tiempo	Aplicaciones
Estático Absoluto	Pseudodistancias	X, Y, Z	Real	Determinar la posición aprox. en 2 o 3 minutos (si se dispone de un almanaque en la memoria del receptor). Error $\approx \pm 10$ m.

	Pseudodistancias	$\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$	Diferido	Determinar posición relativa en trabajos de poca precisión de Topografía. Error $\approx \pm 1$ m.
	Medida de fase	$\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$		En los trabajos más precisos de Topografía y Geodesia.
Estático Relativo	a) Estándar		Diferido	Observ. durante un período que, mientras mayor, permite aumentar la precisión. Error $\approx \pm 0,005$ m – 0,025 m
	b) Pseudocinem.		Diferido	Observ. durante 5 min, 1 h de receso y 5 min más de observ.
	c) Rápido		Diferido	Requiere receptores de doble frecuencia.
	d) Cinemático		Diferido	Semejante al estándar, pero requiere de menos tiempo para alcanzar la misma precisión.
	Medida de fase (Cinemático RTK)	$\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$	Real	Requiere dos receptores enlazados mediante un radio - modem. Error $\approx \pm 0,02$ m.
Dinámico Absoluto	Pseudodistancia	X, Y, Z	Real	Navegación marítima o aérea Error $\approx \pm 1$ m.
	Pseudodistancia	$\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$	Real	Navegación marítima o aérea. Error $\approx \pm 0,25$ m – 3 m.
Dinámico Relativo	Medida de fase	$\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$	Diferido	Navegación marítima o aérea. Error $\approx \pm 0,25$ m.

5.11. Método cinemático en tiempo real (RTK)

El Método RTK es uno de los últimos métodos incluidos en el grupo de técnicas GPS y resulta de aplicación en todos aquellos casos en que se requiera una precisión elevada (mm-dm) en tiempo real.

Para la determinación de la posición mediante un receptor, las mediciones de la fase de la portadora son combinadas con las realizadas simultáneamente por otro receptor para formar dobles diferencias, en las que los errores del receptor y del satélite son eliminados.

Componentes del Método RTK:

- 2 receptores GPS de frecuencia sencilla o doble con sus antenas respectivas, y
- 2 radios de comunicación con sus antenas respectivas para la transmisión de la información entre receptores.

Uno de los receptores (al que se denomina fijo o *reference*) se estaciona en un punto de coordenadas conocidas y permanece fijo en ese punto, mientras el otro receptor (al que se denomina móvil o *rover*) se va colocando sucesivamente en todos los puntos cuya posición se quiere conocer, tal como indica la fig. 5.14.

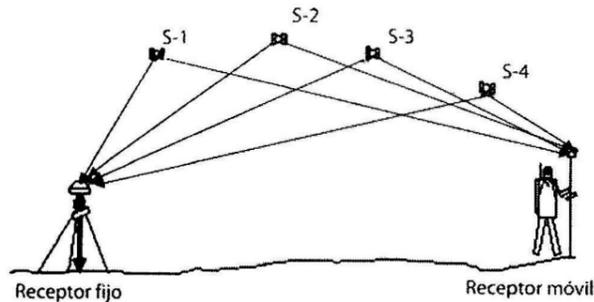


Fig. 5.14. Esquema de la posición del receptor móvil y del fijo en el Método RTK.

La aplicación exitosa del Método RTK depende de la posibilidad que tenga el radio enlace de los dos receptores, las señales se bloquean por la interferencia de otros usuarios conectados al espectro de radio que se encuentra cerca de la frecuencia de enlace, esta interferencia se produce si la luz del estado de datos del radio en la estación remota está parpadeando, esto ocurre cuando la de referencia no está transmitiendo.

Aunque el procesamiento de las mediciones hechas puede ser realizado posteriormente en una computadora (post-procesamiento), varios fabricantes han programado sus receptores para producir soluciones RTK internamente (tiempo real).

Cuando se lleva a cabo una solución por doble diferencia los tiempos de ambos receptores que llegan deben corresponder, sucediendo que los datos calculados en el receptor fijo llegan a la remota con una demora a la que se denomina estado latente, que depende de la velocidad de transmisión de los datos, que puede ser de algunos segundos. Esta demora puede ser aceptable para, la mayoría de las aplicaciones topográficas.

5.12. Posición geodésica de un punto. Coordenadas geodésicas elipsoidales

En Geodesia la posición de un punto sobre la superficie del elipsoide está caracterizado por sus coordenadas (ϕ, λ) . Ahora bien, si el punto P no se encuentra sobre la superficie del elipsoide (ver fig. 5.15), debe tenerse en cuenta, además, la altura h del punto, medida sobre la normal al elipsoide entre el punto y la superficie de este.

En resumen, las coordenadas geodésicas de un punto P son:

ϕ : Latitud geodésica, ángulo entre el plano ecuatorial y la normal al geoide por el punto P, medida a partir del Ecuador hacia el Norte, o hacia el Sur de 0° a 90° .

λ : Longitud geodésica, ángulo entre un meridiano de referencia y el meridiano que contiene a la normal al elipsoide por el punto P, medida desde el meridiano de referencia hacia el Este o el Oeste de 0° a 180° .

h : Altura geodésica, distancia entre el punto y la superficie del elipsoide, medida sobre la normal al elipsoide por el punto P.

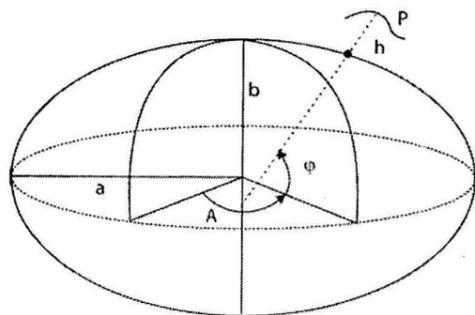


Fig. 5.15. Sistema de coordenadas geodésicas de un punto P (j, l, h) .

5.13. Sistema geodésico mundial WGS - 84

Desde 1987 el Sistema de Posicionamiento Global (GPS) utiliza como sistema de referencia el llamado World Geodetic System 1984 (WGS-84), que no es más que el Sistema Cartesiano Global, al cual está asociado un elipsoide de revolución, definido por los parámetros que se muestran en la Tabla 5.7.

El sistema WGS - 84 fue definido a partir de diferentes datos u observaciones, tales como anomalías de la gravedad, desviación de la vertical, observaciones a los satélites de la constelación TRANSIT por técnicas Doppler, observaciones a satélites SLR, observaciones VLBI y otras.

La posición de un punto P en el sistema WGS - 84 puede expresarse por sus coordenadas cartesianas (X,Y,Z) , o por sus coordenadas elipsoidales (ϕ, λ, h) .

Tabla 5.7. Parámetros del elipsoide WGS-84

Parámetros y valores	Explicación
$a = 6\,378\,137$	Semi eje Mayor del elipsoide
$f = 0,003\,352\,810\,664\,74$	Achatamiento del elipsoide
$\omega = 7\,292\,115,10^{-11}$ rad/seg	Velocidad angular de la Tierra
$\mu = 3\,986\,005, 10^8$ m/seg ²	Constante gravitacional de la Tierra

En el sistema WGS-84 están determinadas las posiciones de los satélites de la constelación NAVSTAR y, por lo tanto, con respecto a este sistema calculan los receptores inicialmente la posición (absoluta o relativa) del punto deseado (el centro radioeléctrico de la antena receptora colocada sobre el punto).

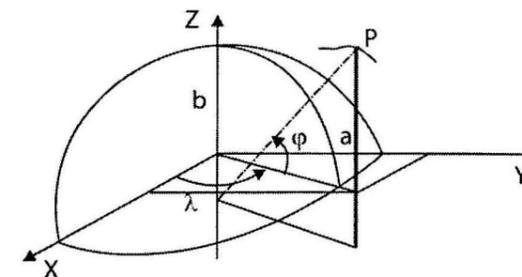


Figura 5.16. Sistema de coordenadas del WGS - 84.

5.14. Relación entre los sistemas de coordenadas wgs-84

Considerando que el eje Z del sistema cartesiano coincide con el eje de revolución del elipsoide, es posible transformar las coordenadas elipsoidales (j, l, h) a cartesianas (X,Y,Z) , empleando las expresiones siguientes:

$$X = (N+h) \cos \phi \operatorname{sen} \lambda \tag{5.3}$$

$$Y = (N+h) \operatorname{sen} \phi \operatorname{sen} \lambda \tag{5.4}$$

$$Z = [N(1+e^2) + h] \cos \phi \tag{5.5}$$

El problema inverso, o sea, la transformación de coordenadas elipsoidales (φ, λ, h) a cartesianas (X, Y, Z) se resuelve mediante un proceso iterativo, empleando expresiones deducidas a partir de las anteriores:

$$\varphi = \text{Arc tg} \frac{Z}{\sqrt{X^2 + Y^2}} \left(1 - e^2 \frac{N}{N+h} \right)^{-1} \quad (5.6)$$

$$\lambda = \text{Arc tg} \frac{Y}{X} \quad (5.7)$$

$$h = \frac{\sqrt{X^2 + Y^2}}{\text{Cos } \varphi} - N \quad (5.8)$$

donde:

N : Longitud de la normal, o sea, el radio de curvatura del vertical primario por el punto P , y está dada por:

$$N = \frac{a}{(1 - e^2 \text{Sen}^2 \varphi)^{1/2}} \quad (5.9)$$

donde:

e^2 : Cuadrado de la excentricidad; dado por :

$$e^2 = \frac{a^2 - b^2}{a^2} \quad (5.10)$$

El carácter iterativo de la solución está dado por el hecho de que el valor de la normal N es función de la latitud φ que se calcula. Para la primera iteración se considera, en (5.6), que:

$$N + h = H \quad (5.11)$$

Obteniéndose la expresión simplificada (5.11) para la primera iteración:

$$\varphi = \text{Arctg} \frac{Z}{\sqrt{X^2 + Y^2}} \quad (5.12)$$

Una vez calculado el primer valor de φ por (5.12), se procede a calcular la longitud de la normal N , según (5.8), y se continúa con las iteraciones, hasta que la diferencia entre dos valores sucesivos de φ sea despreciable.

5.15. Datum de las observaciones geodésicas

Se denomina Datum al punto de partida, con los parámetros correspondientes, que sirve de referencia o base a otras cantidades.

Al conjunto de parámetros que definen el origen al cual está referida la posición horizontal de los puntos geodésicos se denomina **Datum horizontal**, mientras que la altura estará referida al **Datum vertical**.

Datum horizontal: Esta determinado por un punto, en el cual se igualan los valores de las coordenadas elipsoidales astronómicas y geodésicas, y por una superficie matemática definida por un conjunto de parámetros. En nuestro país es el NAD-27 (North American Datum de 1927), asociado al esferoide Clarke 1866.

Datum vertical: Es el lugar (mareógrafo) que sirve de origen a las mediciones de altura, referidas a una superficie equipotencial conocida como Geoide, que coincide aproximadamente con el NMM (Nivel Medio del Mar).

5.16. Transformación de las coordenadas WGS - 84 a otro sistema

Cuando se realizan mediciones con los receptores GPS:

Variante 1

1. Transformar las coordenadas cartesianas espaciales (X, Y, Z) del sistema WGS - 84 en coordenadas (X, Y, Z) del sistema local, mediante transformaciones similares.
2. Transformar las coordenadas cartesianas (X, Y, Z) , del sistema local en coordenadas elipsoidales (φ, λ, h) en el mismo sistema.
3. Transformar las coordenadas elipsoidales (φ, λ, h) del sistema local en coordenadas planas (X, Y) , mediante el empleo de una proyección cartográfica determinada.

Variante 2

1. Transformar las coordenadas cartesianas espaciales (X, Y, Z) del sistema WGS - 84 en coordenadas elipsoidales (j, l, h) del mismo sistema.
2. Transformar las coordenadas elipsoidales (j, l, h) del sistema WGS - 84 a coordenadas elipsoidales (j, l, h) referidas al sistema local, mediante el uso de las fórmulas de Molodensky.
3. Transformar las coordenadas elipsoidales (j, l, h) del sistema local en coordenadas planas (X, Y) mediante el empleo de una proyección cartográfica determinada. (En Cuba la Proyección Cónica Conforme de Lambert con dos conos secantes).

5.16.1. Transformaciones similares

Esta transformación se realiza entre coordenadas cartesianas espaciales (X, Y, Z) correspondientes a un mismo punto en dos sistemas de referencia diferentes, y se define mediante la relación matricial siguiente:

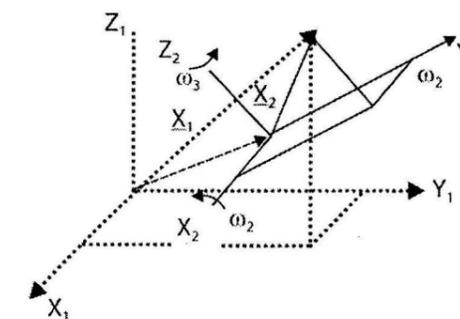


Fig. 5.17. Transformaciones similares.

$$(X_1)_{1 \times 3} = (C)_{1 \times 3} + F (R)_{3 \times 3} (X_2)_{1 \times 3} \quad (5.13)$$

donde:

X_1 : Vector columna correspondiente a las coordenadas del primer sistema.

C : Vector columna correspondiente a las traslaciones entre los sistemas.

F : Factor de escala.

R : Matriz rotacional entre los dos sistemas coordenados.

X_2 : Vector columna correspondiente a las coordenadas del segundo sistema.

De forma explícita la expresión (6.12) resulta:

$$\begin{pmatrix} X_1 \\ Y_1 \\ Z_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \end{pmatrix} + f \begin{pmatrix} \cos\omega_1 \cos\omega_2 & \cos\omega_1 \sin\omega_2 & \sin\omega_1 \cos\omega_2 \\ -\cos\omega_1 \sin\omega_2 & \cos\omega_1 \cos\omega_2 & \sin\omega_1 \sin\omega_2 \\ \sin\omega_1 & -\sin\omega_1 \cos\omega_2 & \cos\omega_1 \cos\omega_2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} X_2 \\ Y_2 \\ Z_2 \end{pmatrix}$$

La matriz rotacional R obtiene como el producto:

$$R = R_{w_1} + R_{w_2} + R_{w_3} \quad (5.14)$$

donde:

$R_{w_1}, R_{w_2}, R_{w_3}$: Giros aplicados a los ejes X, Y, Z , para que sean paralelos a los ejes X_1, Y_1, Z_1 respectivamente.

De esta manera, si se conocen los valores de los 7 parámetros ($C_1, C_2, C_3, f, w_1, w_2, w_3$) que intervienen en el sistema de ecuaciones anterior, se puede realizar la transformación, de forma puntual, de un sistema a otro sin ningún problema. Sin embargo, pudiera presentarse la tarea de determinar los parámetros de transformación, para lo cual se debe contar, como mínimo, con 3 puntos (para que el sistema sea soluble) a los cuales les sean conocidas sus coordenadas en ambos sistemas de referencia (cada punto aportará 3 ecuaciones). La solución vendrá dada por un procedimiento iterativo, aplicando el Método Paramétrico de los Mínimos Cuadrados.

Como las incógnitas aparecen de forma no lineal, en las ecuaciones se debe llevar a cabo la linealización mediante un desarrollo en serie de Taylor, tomando solamente los términos de primer orden. La expresión general, que debe ser aplicada a cada ecuación, viene dada por:

$$F = F_0 + \left(\frac{dF}{dx_1}\right)_0 \Delta x_1 + \left(\frac{dF}{dx_2}\right)_0 \Delta x_2 + \dots + \left(\frac{dF}{dx_n}\right)_0 \Delta x_n + \dots \quad (5.15)$$

donde:

F_0 : Función evaluada en los valores iniciales de los puntos.

dF : Primera derivada parcial evaluada en los valores iniciales de los parámetros.

dx_1, dx_2, \dots, dx_n : Incrementos de los parámetros, nuevas incógnitas del sistema.

Denotando los valores aproximados de los parámetros como: C_0, f_0 y R_0 y asumiendo como valores iniciales:

$$(C_1)_0 = (C_2)_0 = (C_3)_0 = 0$$

$$f_0 = 1$$

$$(\omega_1)_0 = (\omega_2)_0 = (\omega_3)_0 = 0$$

La matriz R puede simplificarse, si se asume que los valores de los giros son magnitudes muy pequeñas y por lo tanto se puede plantear que: $\sin \omega = \cos \omega = 1$ obteniéndose:

$$R = \begin{pmatrix} 1 & \omega_3 & -\omega_2 \\ -\omega_3 & 1 & \omega_1 \\ \omega_2 & -\omega_1 & 1 \end{pmatrix}$$

Con la matriz R simplificada, el sistema de ecuaciones toma la forma:

$$\begin{pmatrix} X_1 \\ Y_1 \\ Z_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \end{pmatrix} + f \begin{pmatrix} 1 & \omega_3 & -\omega_2 \\ -\omega_3 & 1 & \omega_1 \\ \omega_2 & -\omega_1 & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} X_2 \\ Y_2 \\ Z_2 \end{pmatrix}$$

Las derivadas parciales de las ecuaciones del sistema serán entonces:

$$\left(\frac{dX_1}{dC_1}\right) = 1, \left(\frac{dX_1}{dC_2}\right) = 0, \left(\frac{dX_1}{dC_3}\right) = 0, \left(\frac{dX_1}{df}\right) = X_2 + \omega_3 Y_2 - \omega_2 Z_2, \left(\frac{dX_1}{d\omega_1}\right) = 0, \left(\frac{dX_1}{d\omega_2}\right) = -fZ_2$$

$$\left(\frac{dY_1}{d\omega_3}\right) = fY_2, \left(\frac{dY_1}{dC_1}\right) = 0, \left(\frac{dY_1}{dC_2}\right) = 1, \left(\frac{dY_1}{dC_3}\right) = 0, \left(\frac{dY_1}{df}\right) = -\omega_3 X_2 + Y_2 + \omega_1 Z_2$$

$$\left(\frac{dY_1}{d\omega_1}\right) = fZ_2, \left(\frac{dY_1}{d\omega_2}\right) = 0, \left(\frac{dY_1}{d\omega_3}\right) = -fX_2, \left(\frac{dZ_1}{dC_1}\right) = 0, \left(\frac{dZ_1}{dC_2}\right) = 0$$

$$\left(\frac{dZ_1}{dC_3}\right) = 1, \left(\frac{dZ_1}{df}\right) = \omega_2 X_2 - \omega_1 Y_2 + Z_2, \left(\frac{dZ_1}{d\omega_1}\right) = -fY_2, \left(\frac{dZ_1}{d\omega_2}\right) = fX_2, \left(\frac{dZ_1}{d\omega_3}\right) = 0$$

El sistema de ecuaciones linealizado quedará formulado por:

$$X_1 = (X_1)_0 + Bx \quad (5.16)$$

donde:

$$(X_1)_0 = C_0 + f_0 R_0 X_2$$

El sistema de ecuaciones normales será:

$$B^T (zz)^{-1} B x = B^T (zz)^{-1} r$$

Haciendo $Q = B^T (zz)^{-1} B$, sustituyendo en (5.16):

$$Qx = B^T (zz)^{-1} r \quad (5.17)$$

Multiplicando ambos miembros de (6.15) por Q^{-1} se tiene:

$$x = Q^{-1} B^T (zz)^{-1} r$$

Los v ' resajustados de los parámetros serán:

$$X = (X)_0 + x$$

Las matrices básicas del sistema de ecuaciones normales serán:

$$B = \begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 & (X_2 + \omega_3 Y_2 - \omega_2 Z_2)_0 & 0 & (-f Z_2)_0 & (f Y_2)_0 \\ 0 & 1 & 0 & (-\omega_3 X_2 + Y_2 + \omega_1 Z_2)_0 & (f Z_2)_0 & 0 & (-f X_2)_0 \\ 0 & 0 & 1 & (\omega_2 X_2 - \omega_1 Y_2 - Z_2)_0 & (-f Y_2)_0 & (f X_2)_0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$r = \begin{vmatrix} X_1 - (X_1)_0 & Y_1 - (Y_1)_0 & Z_1 - (Z_1)_0 \end{vmatrix}$$

$$(zz)^{-1} = I_3$$

donde:

B: Matriz de los coeficientes de las incógnitas.

x: Matriz de las incógnitas a determinar.

r: Matriz de los términos independientes.

y la matriz x de las correcciones a los valores iniciales será:

$$X = \begin{vmatrix} \Delta C_1 & \Delta C_2 & \Delta C_3 & \Delta f & \Delta \omega_1 & \Delta \omega_2 & \Delta \omega_3 \end{vmatrix}$$

Para comenzar con la segunda iteración se hace: $(X)_0 = X$.

5.16.2. Transformación de Helmert

Mediante el Método Relativo es posible determinar las diferencias de coordenadas entre dos puntos, o sea: $\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$, entonces también es posible llevar a cabo la transformación de diferencias de coordenadas de un sistema a otro.

Si se conoce que, para un punto aislado, la transformación está dada por la expresión:

$$(X)_1 = C + fR(X)_1 \quad (5.18)$$

$$(X)_2 = C + fR(X)_2 \quad (5.19)$$

Restando (6.13) de (6.12) se obtiene:

$$(\Delta X)_{1,2} = fR(\Delta X)_{1,2} \quad (5.20)$$

Como puede verse en (5.20) el vector columna correspondiente a las traslaciones del origen del segundo sistema con respecto al primero C se pierde con la resta, siendo entonces necesario determinar solamente 4 parámetros: el factor de escala f y los tres giros $\omega_1, \omega_2, \omega_3$.

Si se desarrolla la expresión (5.20) se obtiene:

$$\begin{aligned} (\Delta X)_{2,1} &= f(\Delta X)_{2,1} - f\omega_2(\Delta Z)_{2,1} + f\omega_3(\Delta Y)_{2,1} \\ (\Delta Y)_{2,1} &= f\omega_1(\Delta Z)_{2,1} - f(\Delta Y)_{2,1} - f\omega_3(\Delta X)_{2,1} \\ (\Delta Z)_{2,1} &= -f\omega_1(\Delta Y)_{2,1} - f\omega_2(\Delta X)_{2,1} + f(\Delta Z)_{2,1} \end{aligned} \quad (5.21)$$

Haciendo $A = f\omega_1, B = f\omega_2, C = f\omega_3$ y sustituyendo en las expresiones anteriores se obtiene:

$$\begin{aligned} (\Delta X)_{2,1} &= f(\Delta X)_{2,1} - B(\Delta Z)_{2,1} + C(\Delta Y)_{2,1} \\ (\Delta Y)_{2,1} &= f(\Delta Y)_{2,1} - A(\Delta Z)_{2,1} - C(\Delta X)_{2,1} \\ (\Delta Z)_{2,1} &= f(\Delta Z)_{2,1} - A(\Delta Y)_{2,1} + B(\Delta X)_{2,1} \end{aligned} \quad (5.22)$$

La solución del sistema anterior, según el Método de los Mínimos Cuadrados, estará dada por:

$$x = Q^{-1} B^T (zz)^{-1} r$$

donde:

$$x = \begin{vmatrix} f & A & B & C \end{vmatrix}^T$$

y las tres matrices básicas serán:

$$\begin{aligned} B &= \begin{vmatrix} (\Delta X)_{2,1} & 0 & -(\Delta Z)_{2,1} & (\Delta Y)_{2,1} \\ (\Delta Y)_{2,1} & (\Delta Z)_{2,1} & 0 & -(\Delta X)_{2,1} \\ (\Delta Z)_{2,1} & -(\Delta Y)_{2,1} & (\Delta X)_{2,1} & 0 \end{vmatrix} \\ r &= \begin{vmatrix} (\Delta X)_{2,1} & (\Delta X)_{2,1} & (\Delta X)_{2,1} \end{vmatrix}^T \end{aligned}$$

$$(zz)^{-1} = I_n$$

Como son 4 incógnitas y cada pareja de puntos aporta tres ecuaciones al sistema, es evidente que para que el mismo tenga solución, por el Método de los Mínimos Cuadrados, se hace preciso contar con un mínimo de 3 puntos y formar al menos dos combinaciones entre ellos. Los valores de $\omega_1, \omega_2, \omega_3$ se obtendrán dividiendo B y C por f.

Si se desea, además, determinar las traslaciones del origen del segundo sistema con respecto al primero (C1, C2, C3), es suficiente sustituir los valores obtenidos en el ajuste en las ecuaciones del sistema.

5.17. Obtención de las alturas ortométricas a partir de las mediciones gps

El problema fundamental de la Geodesia y la Topografía, cuando se realizan mediciones con receptores GPS, es que como resultado de las mediciones se obtienen las alturas referidas a una superficie matemática definida como Elipsoide WGS - 84, mientras que en los trabajos clásicos se obtienen las alturas referidas a una superficie física conocida como Geoide (considerada prácticamente coincidente con el Nivel Medio del Mar).

Como se muestra en la fig. 5.18, p. 240 la altura ortométrica H (referida al geoide) y la altura elipsoidal h (referida al elipsoide WGS - 84) están relacionadas mediante el valor de N, al que se denomina ondulación del geoide.

$$h = H + N \quad (5.23)$$

y por lo tanto: $H = h - N$

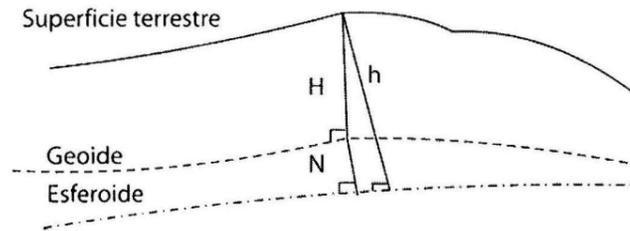


Fig. 5.18. Alturas ortométricas y elipsoidales.

Si se desea conocer la altura ortométrica H de un punto en el cual hemos realizado mediciones GPS, y en el que por lo tanto se conoce su altura elipsoidal h , habrá que determinar la separación entre el geoide y el esferoide, o sea, la ondulación del geoide N .

Los principales métodos para conocer la ondulación del geoide son:

- Mediante el empleo de los llamados Modelos Matemáticos de Ondulaciones.
- Mediante el empleo de Superficies Locales.
- Mediante el empleo de Algoritmos de Interpolación de Isolíneas.

Los *Modelos Matemáticos de Ondulaciones* están basados en la utilización de datos de observaciones a satélites, observaciones astronómicas y de desviaciones de la vertical. Entre los Modelos más conocidos se encuentra el llamado OSU-91A, elaborado en la Universidad Estatal de Ohio, en Estados Unidos, mediante el empleo de Armónicos Esféricos de grado y orden 360 que requiere del concurso de potentes computadoras para elaborar los complejos cálculos necesarios en su obtención y, que está referido al elipsoide WGS - 84.

El empleo de *Superficies Locales* requiere que se ejecuten mediciones GPS sobre puntos cuya altura ortométrica sea conocida de manera que en los mismos pueda determinarse la ondulación del geoide N y una superficie matemática de interpolación que represente a dichas ondulaciones dentro del área de trabajo (Superficie Local).

El empleo de *Algoritmos de Interpolación de Isolíneas* permite representar gráficamente las isolíneas de las ondulaciones con diferentes equidistancias. Entre los algoritmos de interpolación, uno de los más conocidos es el SURFER, de gran aplicación en la representación del relieve y que puede ser utilizado satisfactoriamente en la representación de las ondulaciones.

5.17.1. Empleo de Superficies Locales en la determinación de las ondulaciones del geoide

A partir de las mediciones GPS realizadas en puntos de altura ortométrica conocida, se obtiene un *Modelo Digital de Ondulaciones*, es decir, un conjunto de puntos organizados en la memoria de una computadora, con coordenadas planas y ondulación conocidas (N, X, Y) .

Tabla 5.8. Estructura del fichero que conforma el Modelo Digital de Ondulaciones

Punto	X	Y	N
1	X_1	Y_1	N_1
2	X_2	Y_2	N_2
3	X_3	Y_3	N_3
...

A partir del *Modelo Digital de Ondulaciones* pueden representarse las ondulaciones mediante un *Modelo Matemático de Ondulaciones*, o sea, determinarse los parámetros de una función en la que las ondulaciones se expresen como una función de las coordenadas planas (X, Y) de cualquier punto.

En general, el *Modelo Matemático* será una expresión del tipo:

$$N = f(X, Y)$$

Pudiendo emplearse entre otros:

- el plano $\rightarrow N = A_0 + A_1X + A_2Y$
- la esfera $\rightarrow X^2 + Y^2 + N^2 + A_0X + A_1Y + A_2N + A_3 = 0$
- el esferoide $\rightarrow A_0X^2 + A_1Y^2 + A_2N^2 + A_3X + A_4Y + A_5N + K = 0$
- superficies splines $\rightarrow N = \sum_{i=0}^3 \sum_{j=0}^3 A_{ij} X^i Y^j$

5.17.2. Empleo del plano como Superficie Local para la determinación de ondulaciones

Se dispone, un conjunto de 6 puntos en los que se han realizado mediciones GPS, mediante las cuales se han determinado las coordenadas (X, Y) y la altura elipsoidal h , y a los que, además, se le ha determinado, mediante nivelación geométrica su altura ortométrica H .

Tabla 5.9. Coordenadas planas y alturas elipsoidales y ortométricas de los puntos

Punto	X (m.)	Y (m.)	h (elip.)	H (orto.)	N
A	306 491,961	215 410,879	54,604	51,281	3,323
B	323 629,412	211 730,542	50,800	47,497	3,303
C	317 439,304	229 529,886	16,256	12,988	3,268
D	316 003,31	217 658,744	27,934	24,652	3,282
E	315 372,24	215 100,606	28,433	25,135	3,298
F	319 994,50	218 508,253	29,829	26,573	3,256

La ecuación del plano es:

$$N = A_0 + A_1X + A_2Y \quad (5.24)$$

por lo que se requiere emplear 3 puntos para determinar los coeficientes A_0, A_1 y A_2 , seleccionándose los puntos A, B y C, formando con ellos un sistema de 3 ecuaciones con 3 incógnitas, cuya solución nos permite calcular los valores de los coeficientes del plano.

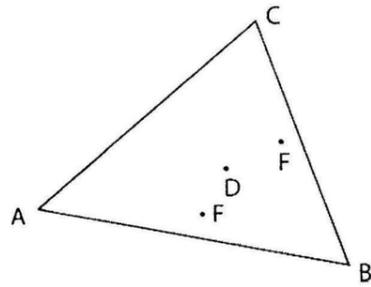


Fig. 5.19. Plano de interpolación de las ondulaciones del geoide.

La matriz de coeficientes del sistema $BA = P$ será:

$$B = \begin{vmatrix} 1 & 306\,491,961 & 215\,410,879 \\ 1 & 323\,629,412 & 211\,730,542 \\ 1 & 317\,439,304 & 229\,529,886 \end{vmatrix}$$

y la matriz de los términos independientes será:

$$P = \begin{vmatrix} 3,323 \\ 3,303 \\ 3,268 \end{vmatrix}$$

y la solución $A = B^{-1}P$

$$A = \begin{vmatrix} 4,402 \\ -0,00000171759899 \\ -0,00000256369691 \end{vmatrix}$$

Resultando la ecuación: $N = 4,0402 - 0,00000171759899X - 0,00000256369691Y$

Evaluando la ecuación del plano en los puntos conocidos:

Punto	$N_{conocida}$	N_{modelo}	Diferencia
D	3,282	3,301	0,019
E	3,298	3,308	0,010
F	3,256		

5.18. Consideraciones finales

El Sistema de Posicionamiento por Satélite, ya sea con GPS, GLONASS o GPS/GLONASS, es una herramienta imprescindible en la sociedad de nuestros días, y que los técnicos en todas las materias afectadas deben saber tratar, manipular y ejecutar correctamente, ya que supone, como hemos dicho, un adelanto en la calidad y rendimiento de los trabajos respecto a los métodos clásicos, que

nunca se deben abandonar, pero que la evolución de otras técnicas obliga a ir dejando a un lado y recurrir a técnicas, no solo más modernas, sino más fructíferas, y que en un futuro cercano estarán en el idioma y rutina cotidiano de los profesionales de estos campos.

Se citan a continuación las *ventajas* que ofrece el posicionamiento por satélite en nuestro trabajo:

- No es necesaria la intervisibilidad entre estaciones, ya que el sistema de medida es indirecto entre ellas y directo a los satélites. Esto reduce el número de estacionamientos al poder salvar los obstáculos, y reduce los errores accidentales y sistemáticos al no tener que realizar punteos ni tantos estacionamientos con intervisibilidad entre los puntos. En definitiva, se reduce el tiempo de observación y los errores que se producen en ella. Debemos añadir, además, que la observación nocturna es totalmente operativa.
- Al trabajar con ondas de radio, estas no sufren efectos significativos a causa de la niebla, lluvia, fríos y calores extremos, u otros tipos de incidencias.
- El rango de distancias que se puede alcanzar es mucho mayor, al no ser medidas directas. El mejor de los distanciómetros no supera los 4 km - 5 km de distancia, además del error que introduce. Con el posicionamiento por satélite podemos medir bases desde unos pocos metros hasta centenas y miles de Kilómetros.
- Dado que no se dispone de sistemas ópticos, su fragilidad es menor y su mantenimiento y calibración no es requerido con la frecuencia que lo requieren los instrumentos ópticos. Los costes de mantenimiento por ello son menores.
- El servicio de las señales que ofrecen los sectores espaciales y de control es totalmente gratuito, lo que supone solo desembolsos en instrumentación de observación, cálculo y gastos para $I+D$.
- La obtención de los resultados es rápida, máxime si sumamos la obtención de los mismos en tiempo real (RTK). Además, las observaciones y los resultados son interpretables y tienen comprobación.
- La variedad de métodos de posicionamiento hace que sean sistemas apropiados y aptos para cualquier tipo de trabajo.

Por otro lado, los *inconvenientes* más relevantes son:

- No puede ser utilizado en obras subterráneas y a cielo cerrado;
- Tiene dificultades de uso en zonas urbanas, cerradas, con altos edificios y zonas arboladas y boscosas, debido a las continuas pérdidas de la señal de los satélites. Este problema, no obstante, se está solucionando, y de forma satisfactoria, con el uso combinado de las constelaciones GPS y GLONASS para mantener siempre cinco o más satélites sobre el horizonte;
- El desconocimiento del sistema. El sistema de posicionamiento por satélite es una gran herramienta y de fácil uso, pero ello no lleva consigo eximirse de su conocimiento y del tratamiento de sus observables correctamente, ya que de lo contrario se pueden obtener resultados poco satisfactorios en precisión y rendimiento.

Hoy por hoy podemos enumerar los siguientes campos en los que el Sistema de Posicionamiento por Satélite está presente:

• Geodesia

- Determinación de las Redes fundamentales para la Cartografía, Topografía, Ingeniería y control de un país, región o localidad.
- Obtención de la ondulación del Geoide de forma regional o global.

• Geofísica

- Estudio de deformaciones de la superficie terrestre.

- Determinación de la estructura de las distintas capas de la Atmósfera y comportamiento de las mismas.

* Topografía y Fotogrametría

- Densificación de Redes Geodésicas.
- Levantamientos taquimétricos.
- Apoyo fotogramétrico.
- Determinación de las coordenadas del centro óptico de la cámara en el momento de la toma.

* Ingeniería

- Redes fundamentales para cartografías, donde se apoyen los proyectos de arquitectura o infraestructuras de todo tipo.
- Establecimiento de Redes básicas para el replanteo de una obra de ingeniería.
- Replanteo de puntos de un proyecto de ingeniería.
- Control de calidad en obra.
- Control de deformaciones de estructuras.

* Hidrografía

- Levantamientos batimétricos.
- Estudios y análisis de la evolución de las cuencas hidrográficas.
- Determinación de itinerarios fluviales y marítimos.

* Sistemas de información geográfica

- Obtención de los datos geográficos para la formación y actualización de bases de datos georeferenciadas y la cartografía de un Sistema de Información Geográfica.

* Navegación

- Situación instantánea de vehículos sobre un sistema de referencia.
- Actualización de cartas de navegación.
- Determinación de itinerarios idóneos.
- Deducción de la evolución e itinerario de un vehículo en movimiento.
- Inventarios de redes viales, fluviales, aéreas, navales y espaciales.

* Defensa

- Localización de objetivos de cualquier tipo.
- Evaluación de zonas y recorridos por las mismas.

* Ocio y Deporte

- Localización y situación en expediciones, safaris, rallies, viajes, competiciones, excursiones en zonas de cartografía desconocida, etcétera.

A continuación vamos a describir las etapas y parámetros fundamentales que se deben seguir en todo posicionamiento por satélite, donde se requiera precisión y rendimiento en el trabajo. Las etapas son, fundamentalmente, tres: planificación, observación y cálculo.

1. Planificación

Es conveniente, para evitar pérdidas de tiempo en repeticiones de puestas y variaciones de planes, realizar una buena planificación de las observaciones y determinar cuál es la hora del día donde hay un mayor número de satélites, así como cuándo la geometría de la observación es más idónea, además de determinar el estado de salud de los satélites.

Para llevar a cabo esta etapa, los *software* para el post-proceso incorporan módulos de planificación, los cuales, a través de los almanaques radiodifundidos de las constelaciones, que podemos ir almacenando periódicamente o los almanaques ya existentes, y de las posiciones de los lugares de observación, podemos conocer el número de satélites, salud, bondad de la geometría de la observación, período óptimo de observación, etc. Podemos, además marcar las obstrucciones que puedan existir en el lugar de la observación. Esto se puede realizar para cualquier lugar del planeta durante las 24 horas del día.

2. Observación

Una vez decidido el lugar, el día y la hora de la observación, debemos elegir el método de posicionamiento adecuado, en función del tipo de trabajo a realizar y de sus precisiones.

Una vez en el campo, debemos introducir en la unidad de control del receptor los parámetros de la observación, entre los que destacan como más importantes:

- Método de posicionamiento para que el *software* del receptor almacene correctamente los datos;
- Máscara de elevación. Se recomienda no usar máscaras inferiores a 10° sexagesimales. Debemos tener en cuenta que en la etapa de observación podemos usar máscaras amplias, y que luego en la etapa de cálculo las podemos reducir, es decir aumentar el ángulo de elevación, si lo consideramos oportuno;
- Establecimiento del intervalo de grabación en segundos (épocas). Cada época va a ser un tiempo de grabación de datos. Se pueden elegir y establecer en múltiplos de 60, es decir, épocas de 1, 2, 3, 5, 10, 15, 30, etc, segundos. Hay que tener en cuenta que a menor valor de época, mayor cantidad de datos almacenados en la tarjeta, y por lo tanto, se deberá elegir un menor tiempo de puesta de observación para no agotar su capacidad. A modo de ejemplo, se puede decir que 15 minutos de observación grabando épocas cada 5 segundos, equivale a 45 minutos grabando épocas cada 15 segundos, ya que la cantidad de información grabada y la capacidad agotada de almacenamiento de la tarjeta es prácticamente la misma, en función del número de satélites y de la cantidad de observables que se recojan en la observación. Existen instrumentos que son capaces de grabar la información en modo compacto, es decir, utilizan toda la información disponible entre una época de grabación y la siguiente, en lugar de grabar sólo la información del instante en el que se materializa la época.

3. Cálculo

En primer lugar se debe proceder a insertar los datos de las observaciones en el *software*. En el caso de trabajar en tiempo real, esto lo realiza la propia unidad de control. Así mismo, se deben comprobar todos los datos y atributos referentes a cada punto, tales como nombres, alturas de antena, etcétera.

A continuación, se procede a calcular un punto singular o *single point* de todos los puntos que hayan constituido una estación en el trabajo.

El siguiente paso es determinar los parámetros correctos y apropiados para el cálculo de las líneas base, es decir:

- Máscara de elevación.
- Corrección ionosférica y troposférica.

- Tipo de efemérides usadas.
- Combinación de observables a utilizar.
- Parámetros estadísticos de errores máximos tolerables (ratio, pérdidas de ciclo, señal/ruido, satélite de referencia, etcétera).

Seguidamente se procede al cálculo de las líneas base de una manera ordenada, es decir, siguiendo algún criterio, como puede ser aquel de calcular todas las líneas base que lleguen a un mismo punto antes de tomar éste como referencia para calcular otras líneas base, o algún otro criterio que se estime adecuado.

Es importante que una línea base nunca debe ser calculada en las dos direcciones con los mismos datos de observación, ya supondría incluir líneas linealmente dependientes en el sistema.

Un criterio de cálculo puede ser el representado, en las figuras siguientes:

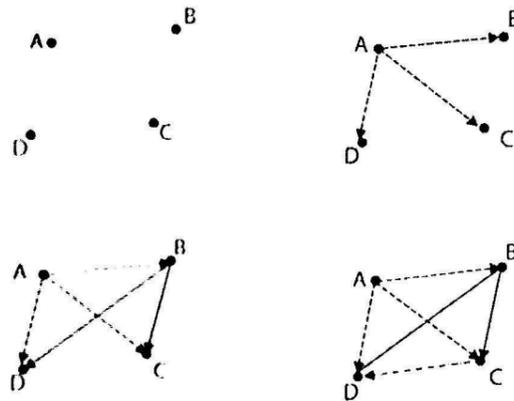


Fig. 5.23. Determinar los parámetros correctos y apropiados para el cálculo de las líneas base.

Una vez calculadas todas las líneas base, se deben revisar totalmente los ficheros de resultados, así como los resultados de todos los test estadísticos, ya que en ocasiones puede ocurrir que el cálculo no sea satisfactorio, y debemos ser conscientes de ello en todo momento.

Tras el cálculo satisfactorio de las líneas base, el siguiente paso es realizar el ajuste de la figura formada por todas las líneas base calculadas. Los paquetes de *software* incorporan un módulo de ajuste que utilizan la técnica de mínimos cuadrados, y donde el usuario debe seleccionar una serie de parámetros para realizar el ajuste, como son:

- El número de iteraciones.
- Parámetros estadísticos del test de detección de errores groseros.
- Pesos de las observaciones, etcétera.

Finalmente, una vez obtenidas las coordenadas ajustadas de todos los puntos, puede ser necesario realizar una transformación de coordenadas para pasar los puntos al sistema de coordenadas locales. Para ello, los paquetes de *software* disponen de un módulo de transformación de coordenadas, en donde, a partir de una serie de puntos con coordenadas en los dos sistemas, se calculan los parámetros de transformación de un sistema a otro por mínimos cuadrados, parámetros que se aplican al resto de los puntos para transformarlos al sistema local. Para realizar la transformación debemos elegir el elipsoide al que queremos referir las coordenadas, la proyección y la zona que determinan ese sistema local.

Una vez que ya tenemos las coordenadas de todos los puntos en el sistema de coordenadas locales, queda finalizada la etapa del cálculo.

6.1. Proyecciones cartográficas

Existen numerosos métodos de proyección, pero todos ellos se fundamentan en transformar las coordenadas geográficas longitud y latitud (M y L), que definen la posición de un punto sobre el elipsoide de referencia en coordenadas rectangulares o planas (X, Y), que determinan la posición de otro punto, homólogo al primero, sobre la superficie plana que se denomina mapa.

Todos los puntos de la tierra, situados a lo largo de un meridiano o paralelo, tendrán sus homólogos en el mapa, en ciertas líneas que constituyen los meridianos y paralelos de la proyección.

Esta transformación, en algunos sistemas, dará origen a una verdadera proyección, mientras en otras obedecerá a una ley analítica no proyectiva; no obstante, tanto a unas como a otras, se les denomina sistemas de proyección.

Deformaciones: cualquiera que sea el sistema de proyección elegido, la figura de una superficie de la tierra aparecerá deformada; estas deformaciones pueden ser de tres tipos:

- Deformación lineal: es la relación entre la longitud de un elemento de una línea en el terreno y su homóloga en la proyección ($\Delta l'$). Se denomina módulo de deformación lineal y se representa por la letra m :

$$m = \frac{\Delta l}{\Delta l'} \quad (6.1)$$

Este módulo podrá ser variable en las distintas direcciones a partir de un punto y a su vez dependerá de la posición de éste.

Una línea para la cual, el módulo m es igual a la unidad, se denomina automecoica.

- Deformación superficial: de igual modo, las superficies también sufren deformaciones, las cuales se le llaman módulo de deformación superficial y se representa por la letra s :

$$s = \frac{\Delta s}{\Delta s'} \quad (6.2)$$

- Deformación angular: el ángulo α , formado por dos elementos lineales, se transforma en la proyección en el ángulo α' que determinen los elementos homólogos de los primeros, y se denomina deformación angular a la diferencia $\alpha - \alpha'$.

Escala local: siendo m igual a la unidad en las líneas automecoicas, únicamente en éstas será aplicable la escala $1:M$ a que se haya dibujado el mapa; para cualquier otro lugar, por haberse deformado variará ligeramente. Si en dicho punto el módulo fuese m en todas direcciones, la escala anterior se transformará en:

$$E = \frac{1}{M} m = \frac{1}{M:m} \quad (6.3)$$

A esta relación se le denomina escala local.

En los sistemas de proyección usuales, aún refiriéndose a toda una nación, m suele ser próximo a la unidad y en todo caso, la variación es muy lenta, pudiendo considerarse la escala constante en grandes superficies del terreno.

6.1.1. Clasificación de las proyecciones cartográficas

De acuerdo a las deformaciones estudiadas, existe una gran cantidad de sistemas de proyección, en los cuales cada uno tiende a eliminar o reducir algunas de las deformaciones, sin que pueda haber alguno que las elimine; desde este punto de vista se clasifican en:

- Proyecciones conformes:** son aquellas que conservan los ángulos del terreno y, por tanto, en superficies pequeñas resultan semejantes la superficie y el mapa, variando ligeramente la escala a medida que nos alejamos del centro de proyección.
- Proyecciones equivalentes:** son las que conservan en la proyección las áreas del terreno, aunque las figuras dejen de ser semejantes.
- Proyecciones aphyllacticas o de mínima deformación:** son aquellas que, sin ser rigurosamente conformes ni equivalentes, reducen al mínimo las inevitables deformaciones.
- Proyecciones automecoicas:** son las que conservan las longitudes de determinadas direcciones; este tipo de proyecciones en todos los sentidos no pueden existir; sin embargo, en las proximidades del centro de proyección y dentro de ciertos límites en los que la escala local pueda considerarse igual a la unidad, la proyección resulta prácticamente automecoica en todos los sentidos; esto tan solo se verifica mientras la proyección no salga de los límites del plano sin alcanzar los del mapa.

6.1.2. Clasificación de los sistemas de transformación

Las proyecciones cartográficas se clasifican por los siguientes sistemas:

- Sistemas convencionales:** aquí no se sigue un verdadero sistema de proyección cartográfica; por ejemplo, el poliédrico del mapa nacional de España.
- Sistemas naturales o perspectivas:** se representa la superficie por una verdadera proyección sobre un plano, tomando un centro único de proyección. En este grupo de proyección se encuentra la estereográfica, que es una proyección conforme.
- Sistemas artificiales o por desarrollo:** en este sistema la tierra es sustituida por un cilindro tangente a lo largo del ecuador o que la corta por dos paralelos, Norte y Sur, de igual latitud, o por un cilindro tangente a lo largo de un meridiano, o bien por un cono tangente a la tierra en un cierto paralelo, o que la corta por dos.

Sobre estos cilindros o conos se trasladan los puntos de la tierra según una ley analítica determinada y después se desarrollan sobre un plano, dando origen a la proyección.

6.1.3. Sistemas convencionales de proyección

Proyección policéntrica:

Es la adoptada en el mapa nacional de España a escala $1:50\,000$.

Se supone la península dividida por meridianos, separados cada $20'$ de longitud, y paralelos distantes $10'$ de latitud, formando una cuadrícula.

Cada uno de estos trapecios curvilíneos constituye una hoja del mapa, enumeradas desde 1 hasta 1,130, y para la proyección se supone trazado en el centro de cada trapecio en plano tangente al elipsoide, quedando de este modo sustituida la Tierra por una superficie poliedral circunscrita, representándose con independencia de cada hoja, que por la escasa superficie que representa se supone coincidente con el trapecio curvilíneo.

De esta manera se toman tantos centros de proyección como hojas, de donde toma el nombre de policéntrico y también poliédrico.

Para dibujar la hoja se supone que las dimensiones del trapecio rectilíneo sean las mismas que las del curvilíneo que representa; así, por ejemplo, la representación plana del trapecio esferoidal $A B C D$ (fig. 6.1) será el trapecio rectilíneo isósceles $a b c d$, en el cual la altura mm' será la rectificación de la elipse meridiana MM' , y sus bases $a b$ y $c d$, los arcos de paralelo rectificadas $A B$ y $C D$.

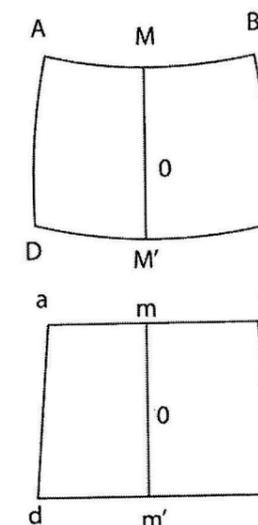


Fig. 6.1. Esquema de una hoja del mapa en la proyección policéntrica.

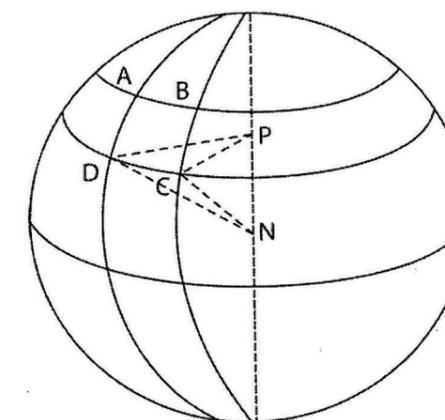


Fig. 6.2. Esquema de una hoja en la superficie terrestre.

Con este sistema la máxima deformación es la relativa a las esquinas de las hojas, que a la escala 1:50 000 es inapreciable.

La posición de un punto se determina por las coordenadas rectangulares, tomando como ejes, en cada hoja, el meridiano y paralelo que pasa por el centro O. Este meridiano es el único de la hoja que resulta en la transformada exactamente perpendicular a los paralelos.

Para calcular las dimensiones de las hojas, ha de tenerse en cuenta el radio de curvatura meridiana del centro de la hoja y la gran normal N y N' de los paralelos de latitud L y L' , respectivamente.

Con el cálculo de ρ se obtiene la altura del trapecio, considerando el arco de la elipse como de igual longitud al de un arco de circunferencia, cuyo radio fuese el radio medio comprendido entre las latitudes L y L' y, por consiguiente, llamando ΔL la diferencia de las latitudes, se expresa en segundos:

$$mm^1 = \frac{\Delta L}{r^1} \rho \quad (6.4)$$

La base mayor DC (fig. 6.2), arco paralelo de $20'$ de amplitud, pero que generalicemos llamándola ΔM , expresada en segundos y de radio DP, al que denominaremos R será:

$$DC = \frac{\Delta M}{r''} R$$

el radio R , del paralelo es cateto de un triángulo rectángulo, cuya hipotenusa es la gran normal a la latitud L , y el ángulo opuesto es el complemento de dicha latitud, y sustituyendo su valor en la expresión anterior y refiriéndonos al mapa anterior:

$$dc = \frac{\Delta M}{r''} N \cos L \quad (6.5)$$

De igual modo se calcula la base menor:

$$ab = \frac{\Delta M}{r''} N^1 \cos L^1$$

Las fórmulas antes halladas pueden servir para el cálculo de las hojas de un levantamiento topográfico extenso, aunque bajo este aspecto sea poco recomendable el sistema, ya que la superficie poliédrica que sustituye a la tierra, al desarrollarla en un plano, producirá desagarraduras en el mapa, como se observa en la fig. 6.3 que sería la que adoptase el poliedro formado por las cuatro hojas que concurren en un vértice al desarrollarse sobre un plano.

Las desagarraduras que se producen en el mapa nacional son despreciables a la escala 1:50 000 cuando se considera en conjunto o en levantamientos a gran escala.

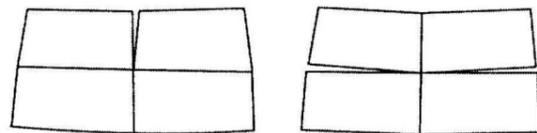


Fig. 6.3. Esquema de las desagarraduras del mapa en el sistema poliédrico.

Por ese motivo el sistema policéntrico no es una verdadera proyección cartográfica que exige ser desarrollable; pero tiene, en cambio, la ventaja de que aplicado dentro del límite adecuado, para que no sea perceptible la deformación, pueda considerarse como prácticamente automecoico en todas direcciones, ideal irrealizable en toda proyección.

Sistemas perspectivos: se utilizan para representar grandes extensiones de la tierra, hasta de un hemisferio y aún más; consisten en proyectar la superficie que se considera sobre un plano tangente a la tierra perpendicular al diámetro que pase por el centro de proyección.

En los sistemas perspectivos se supone la tierra esférica y se clasifican por la situación del centro de proyección. Puede tomarse como tal el centro de la tierra y la proyección entonces se denomina gnomónica; cuando el centro de proyección está situado sobre la superficie esférica, se origina la proyección estereográfica, y si está en el infinito, ortográfica.

De estos cuatro sistemas, el más interesante es el de la proyección estereográfica, por ser el único conforme.

Proyección estereográfica:

En este caso el centro de proyección (fig. 6.4, p. 261) está situado sobre la superficie esférica; y el cuadro, o plano de proyección, es perpendicular al diámetro que pasa por él, siendo indiferente tomar el tangente a la superficie esférica, o cualquier otro, ya que únicamente variará la escala. Una figura $A B$ en la esfera tendrá su transformada en el cuadro en $a b$.

La superficie esférica y su proyección no son sino dos figuras geométricas inversas, tomando el punto de vista como origen de inversión, ya que, según se sabe por Geometría, la inversa de una esfera es un plano cuando se toma como origen un punto de la superficie. Las dos figuras cumplirán, por lo tanto, con las siguientes propiedades de las figuras inversas:

1. En la proyección estereográfica se conservan los ángulos.
2. La proyección estereográfica de una figura muy pequeña es otra semejante a la primera.
3. La proyección estereográfica de una circunferencia, y en el caso particular de que la primera pase por el punto de vista, la proyección será una recta.

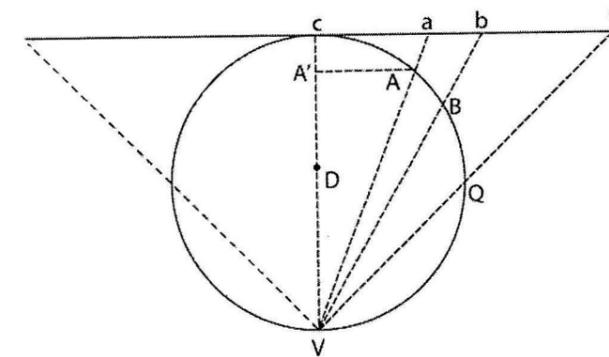


Fig. 6.4. Proyección estereográfica sobre un plano tangente.

La primera y segunda propiedades implican una proyección conforme, en la cual la escala local será el cociente de las distancias al centro de proyección de los elementos considerados. Suponiendo que A , B y a, b sean longitudes tan pequeñas que prácticamente no varíe la deformación, la escala local sería:

$$e = \frac{VA}{Va} = \frac{VA^1}{Vc} \quad (6.6)$$

Tomando el radio por la unidad y siendo L la latitud de A :

$$e = \frac{1 + \text{sen}L}{2} \quad (6.7)$$

varía pues, la escala local, desde 1 en c hasta 2 en Q , en el caso de representarse un hemisferio.

Según la posición del cuadro, la proyección estereográfica podrá ser ecuatorial, cuando es paralelo al ecuador y el punto de vista está en el polo; meridiana, si fuese paralelo a un meridiano; en este

caso, el centro de proyección está en el ecuador; y se denomina horizontal cuando se adopta por cuadro el plano del horizonte de un lugar de la tierra y por punto de vista el extremo del diámetro que por él pasa.

Lo primero que ha de hacerse en la construcción de un mapa es el trazado del cánevas formado por meridianos y paralelos equidistantes en longitud y latitud. En la proyección estereográfica se facilita la construcción gráfica trasladando en cuadro paralelamente a sí mismo hasta que pase por el centro de la esfera, en vez de considerarle tangente, con lo cual se tiene la misma figura a escala 1:2.

Bajo este supuesto en la proyección ecuatorial de un hemisferio (fig. 6.5), como consecuencia de la tercera propiedad de las figuras inversas, adoptarán los meridianos la forma de rectas, por ser la transformada de círculos máximos que pasan por el origen de inversión situado en su polo; por igual causa la transformada de los paralelos son circunferencias.

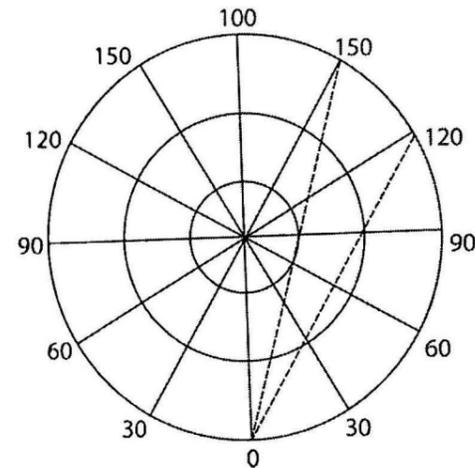


Fig. 6.5. Proyección estereográfica ecuatorial.

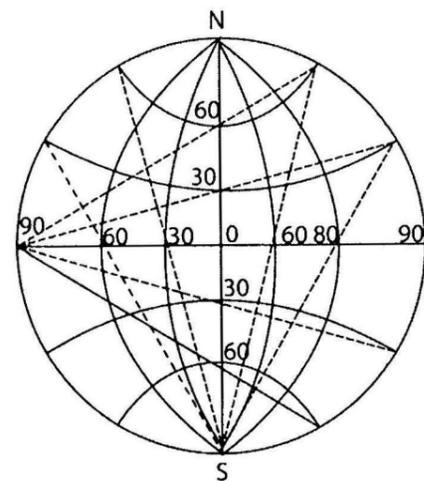


Fig. 6.6. Proyección estereográfica meridiana.

La construcción de los meridianos no ofrece dificultad, ya que, por conservarse los ángulos en la proyección y pasar por el polo, bastará trazar por este rectas que formen, con el meridiano que se tome por origen, un ángulo igual a la longitud al que representa, y se limitan por una circunferencia cuyo radio sea de la esfera.

El centro de los paralelos será el polo, y para determinar los radios consideremos el meridiano 90° (fig. 6.6), haciéndole girar alrededor del diámetro ecuatorial vendrá a superponerse con la circunfe-

rencia; el polo Sur (punto de vista), como perteneciente al diámetro, girará con él hasta ocupar la posición señalada O. En el meridiano así abatido tomaremos puntos a la latitud deseada y uniéndolos con O, por las rectas de puntos de la figura, nos darán en su intersección con el ecuador al deshacer el abatimiento, la proyección de los radios de los paralelos a la latitud señalada.

Lo mismo se hace en la proyección meridiana (fig. 6.7, p.265); en ésta por hallarse el punto de vista en el ecuador se representará éste por una recta y por otra perpendicular el meridiano principal o de origen.

Tomándose sobre el meridiano del cuadro puntos a la latitud deseada, serán los de paso de los paralelos respectivos; sabemos (tercera propiedad) que éstos, en la transformada, han de ser circunferencias; luego, para que queden determinadas, nos bastará hallar un tercer punto que va a ser el correspondiente, en cada paralelo, al de su intersección con el meridiano principal.

Se proyecta éste según la recta Norte - Sur de los polos, y si le abatimos sobre el cuadro, tomando esta recta como charnela, se superpondrá al contorno de la circunferencia, mientras que el cuadro al girar vendrá a proyectarse en Norte - Sur. En punto de vista, situado en el meridiano principal, ocupará después del giro de una de las posiciones señaladas 90° (por ejemplo, la de la izquierda). Uniendo este punto por las rectas dibujadas de trazos, con los del contorno, la latitud dada cortará a la recta Norte - Sur en los puntos 30, 60, y al deshacer el abatimiento estos puntos no varían por pertenecer a la charnela, y los paralelos quedan determinados.

Para constituir los meridianos nos bastará hallar los puntos de paso en el ecuador, ya que todos han de concurrir en los polos Norte - Sur, con lo que al tener tres puntos de cada uno, y ser circunferencias, quedarán definidos.

Con este objetivo abatimos ahora la figura alrededor del diámetro ecuatorial 90-90, con lo que el punto de vista pasará a la posición Sur, el ecuador vendrá a ocupar el contorno y el cuadro se proyectará en la recta horizontal 90 - 90. Tomando a partir del Norte puntos cuyas diferencias de longitud con el meridiano principal sean las de ese arco y uniéndolos con el Sur (rectas de trazos) cortará a la horizontal 90 - 90 en puntos que, al deshacer el abatimiento, serán los de intersección de los meridianos con el ecuador.

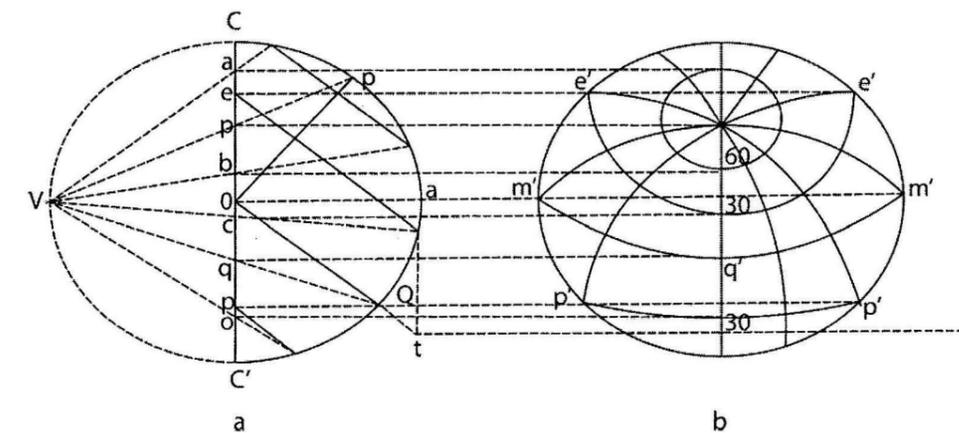


Fig.6.7. Proyección meridiana.

6.1.4. Proyección cilíndrica conforme de Mercator

Es el sistema más importante para las cartas de navegación; ideada por Mercator en 1569, consiste en circunscribir a la Tierra un cilindro tangente a lo largo del ecuador en el que se representan los meridianos por generatrices. Al desarrollar el cilindro (fig. 6.8) tomarán los meridianos la forma de rectas paralelas, que equidistan una magnitud igual al arco del ecuador rectificando comprendido entre dos meridianos.

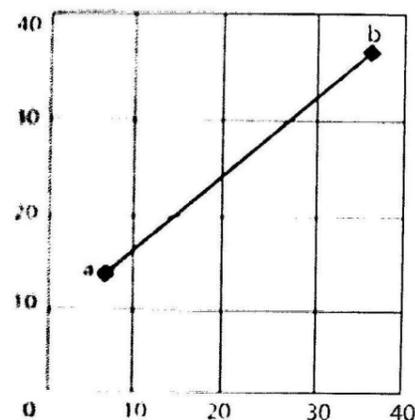


Fig. 6.8 Proyección cilíndrica conforme de Mercator.

Los paralelos, en el desarrollo, son rectas perpendiculares a los meridianos, de las cuales el ecuador es la única línea automecica, a partir de él irá aumentando la escala local.

Supóngase trazada en la tierra una cuadrícula de meridianos y paralelos a una equidistancia lo suficientemente pequeña para que pueda admitirse constante, en cada una, la escala local del mapa; en este arco de paralelo en cualquiera de las cuadrículas viene dilatado respecto al terreno; luego, para que la proyección resulte conforme, habrá que dilatar en cualquier proporción el arco de meridiano de la respectiva cuadrícula.

Llamamos $\Delta M''$ la equidistancia en longitud, y tomando el radio de la Tierra por unidad, la base constante de las cuadrículas del mapa, expresadas en radianes, será:

$$b = \frac{\Delta M''}{r''} \quad (6.8)$$

mientras la homóloga en la Tierra L es:

$$B = \frac{\Delta M''}{r''} \cos L \quad (6.9)$$

El factor de ampliación de un paralelo es, por tanto, $\frac{1}{\cos L}$; según esto, designado por $\Delta L''$ la equidistancia en la latitud, si partimos del ecuador a una dilatación del paralelo $\frac{1}{\cos \Delta L}$ habrá que darle otra proporcional al meridiano. En la cuadrícula siguiente el coeficiente de ampliación de la base, y por consiguiente de la altura, será $\frac{1}{\cos 2\Delta L}$ y así sucesivamente; por tanto, la ordenada y del paralelo de orden que será:

$$y = \frac{\Delta L''}{r''} \left(\frac{1}{\cos \Delta L} + \frac{1}{\cos 2\Delta L} + \dots + \frac{1}{\cos q\Delta L} \right) \quad (6.10)$$

Esta fórmula es molesta de calcular, y se obtiene directamente por tablas denominadas de latitudes crecientes.

La proyección de Mercator únicamente es práctica hasta los 70° de latitud Norte o Sur; para mayores proximidades a los polos resulta la amplificación excesiva para ser utilizada.

La utilidad de este sistema para la navegación estriba en que los navíos, en alta mar, al dirigirse de un punto a otro, no siguen el camino más corto, denominado línea ortodrómica, sino que describen

una línea denominada loxodrómica, que corta a todos los meridianos al mismo ángulo, siendo mucho más cómodo seguir esta línea, aunque sea más larga, por mantener el rumbo constante.

Una línea loxodrómica en la proyección de Mercator, por ser conforme, cortará también a los meridianos bajo ángulo constante y siendo estas rectas paralelas, la loxodrómica (Fig. 6.8, p. 265) tendrá por transformada una línea recta. De este modo, localizada en el mapa la situación del buque en un punto a, se obtiene inmediatamente el rumbo que ha de dársele para trasladarse a otro b.

6.1.5. Proyección UTM o cilíndrica transversa conforme de Gauss

Este sistema está hoy muy en boga, con carácter universal; en él está representado el mapa de España, hecho por los americanos recientemente y también lo utiliza el ejército en algunos de sus mapas militares fue adoptado por los Estados Unidos después de la guerra y le designaron con el anagrama UTM, con el que es conocido usualmente (Universal Transverse Mercator), indicando que, por ser una proyección cilíndrica, se asemeja a la de Mercator por este concepto, si bien el cilindro se coloca transversalmente, es decir, con el eje sobre el ecuador (fig. 6.9a, p. 268) en lugar de coincidir con el de la tierra.

El cilindro es tangente al elipsoide a lo largo de un meridiano tomado como origen y al desarrollar la superficie cilíndrica, abriéndola por las generatrices que pasan por los polos (fig. 6.9b), se transformará la elipse meridiana en una recta, que constituye, en el mapa, el eje de las Y; el eje de las X queda representado por la generatriz del cilindro tangente al ecuador.

La única línea automecica en la proyección es la transformada del meridiano de origen, a cuya condición se impone, además, la de obtener una proyección conforme; estas dos condiciones bastan para definir el sistema, aplicando, a las mismas, los métodos generales cartográficos.

Hay diversos métodos según los autores, especialmente el del italiano Boaga o el del francés Tardi, además de los métodos prácticos electrónicos utilizados por los americanos.

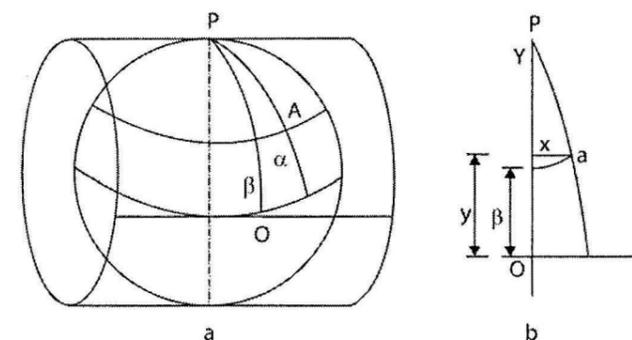


Fig. 6.9. Proyección UTM.

Para la transformación de las coordenadas geográficas, longitud y latitud de un punto, en cartesianas de la transformada, para situarle en el mapa, es preciso conocer la longitud a del arco de paralelo comprendido entre el punto y el meridiano de origen y la longitud b del arco de elipse meridiana, comprendido entre dicho paralelo y el ecuador; designando por M'' la longitud del punto, respecto al meridiano de origen, expresada en segundos, y por L la latitud, tendremos el arco de paralelo por la expresión siguiente, según se dedujo anteriormente en la proyección policéntrica:

$$\alpha = \frac{M''}{r''} N \cos L \quad (6.11)$$

El arco β también puede ser calculado directamente en función de las fórmulas de la elipse meridiana, si bien vienen ya calculadas, para el elipsoide internacional de Haiford, en las tablas del profesor Tardi, a cuyo método nos referimos a continuación.

Como fórmulas de transformación, para conseguir la doble condición impuesta, da Tardi las expresiones siguientes para X y para Y:

$$X = (1 + A_2 G^2 + A_4 G^4)$$

$$Y = \beta + \alpha \tan L (1/2 G + A_3 G^3 + A_5 G^5) \quad (6.12)$$

En las que el término G representa el radio del paralelo a la latitud L, o sea, $G = N \cos L$ y A_2, A_3, A_4, A_5 son unos coeficientes ya calculados, en función del elipsoide de Haiford y de la latitud del lugar.

Los meridianos y los paralelos en la proyección UTM son líneas trascendentes, que se forman uniendo por una línea continua los puntos de igual longitud y de igual latitud respectivamente.

Muchas naciones europeas tienen ya adoptado este sistema, especialmente en sus mapas militares, y la necesidad de unificarlos ha hecho pensar en adoptar el sistema UTM como método universal, a lo que hace referencia la anagrama, dividiendo al efecto la Tierra en 60 husos de 6° , o sea 3° a cada lado del respectivo meridiano de origen, refiriendo la longitud al antimeridiano de Greenwich tomado como meridiano cero; de este modo corresponde a España y Portugal, incluyendo Baleares, los husos 29, 30 y 31.

En los Estados Unidos, utilizando calculadores electrónicos, se han transformado, por este sistema, las coordenadas geográficas en cartesianas, de cientos de miles de vértices geodésicos, distribuidos por toda la tierra, utilizando el elipsoide internacional de Haiford, lo que ha dado lugar de poseer una cartografía universal unificada, ventaja que no puede ponerse en duda, especialmente bajo el punto de vista militar.

6.1.6. Proyección cónica conforme de Lambert

En este sistema se sustituye la tierra (fig. 6.10, a) por una superficie cónica tangente a lo largo del paralelo central del levantamiento, denominado paralelo de origen; a su vez se toma como meridiano de origen uno que ocupe el centro de la zona. La intersección de dicho meridiano y paralelo constituye, en la cartografía, el origen de coordenadas.

Queda constituido el mapa (fig. 6.10, b) por el desarrollo de la superficie cónica, que adoptará la forma de un sector circular cuyo radio sea la generatriz R_0 del cono circunscrito, correspondiendo su perímetro al paralelo de origen, en el que se conservan las longitudes. Sobre este paralelo situamos el centro o, homólogo del O.

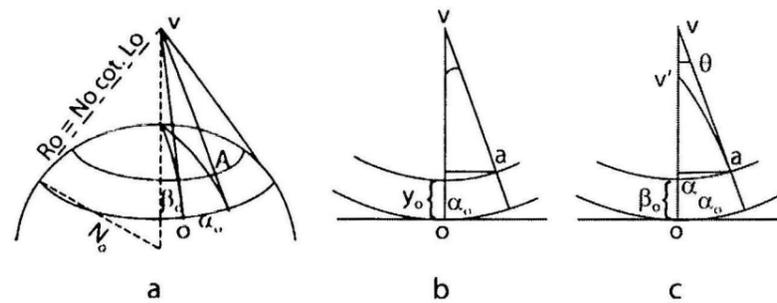


Fig. 6.10. Proyección cónica conforme, de Lambert (b), y cónica modificada equivalente, de Bonne (c).

La transformada de los meridianos son los radios de este sector que intercepten en el paralelo de origen, a partir del centro o, longitudes α_0 iguales a las homólogas de la tierra. Los paralelos quedan representados por círculos concéntricos, trazado desde el vértice del cono desarrollado, en el que concurren los meridianos.

Como sistema de coordenadas en el mapa se toma el meridiano de origen o, eje de las YY, y la tangente al paralelo en el punto o como eje de las XX. El problema está en calcular las coordenadas car-

tesianas, en el mapa, denominadas coordenadas Lambert, de cualquier punto, cuyas coordenadas geográficas (M y L) sean conocidas en la superficie terrestre y recíprocamente.

Calculada la gran normal N_0 a la latitud L_0 del paralelo de origen por la fórmula que sigue:

$$\rho = \frac{a(1-e^2)}{(1-e^2 \sin^2 L)^{3/2}} \quad (6.13)$$

$$N = \frac{a}{(1-e^2 \sin^2 L)^{1/2}} \quad (6.14)$$

se deducirá la longitud R_0 de la generatriz del cono por la expresión siguiente:

$$R_0 = N_0 \cotan L_0$$

Un punto A del terreno de longitud M y latitud L tendrá su homólogo a en el mapa, en la intersección del meridiano y paralelo transformados.

Para trazar el primero calculemos la longitud α_0 en el paralelo de origen, que habrá de ser igual en el terreno y en el mapa. Ya vimos que la longitud de un arco de paralelo se obtiene por la fórmula siguiente:

$$\alpha_0 = \frac{\Delta M''}{r''} N_0 \cos L_0 \quad (6.15)$$

de donde deducimos el ángulo δ que forma el meridiano con el de origen, ángulo que se denomina convergencia de meridianos.

$$\delta'' = \frac{\alpha_0}{R_0} r'' \quad (6.16)$$

y sustituyendo los valores de α_0 y R_0 :

$$\delta'' = \Delta M'' \sen L_0 \quad (6.17)$$

Para trazar el paralelo con la condición de que la proyección sea rigurosamente conforme ha de darse una dilatación a la longitud de la elipse meridiana en el terreno que llamamos β_0 , de un modo semejante a como se hizo en la proyección de Mercator. En el caso en que haya de representarse todo un territorio obedece la transformación a fórmulas complicadas en función de los radios de curvatura principales N_0 y ρ_0 a la latitud L_0 , la diferencia entre R_0 y la longitud de la transformada de β_0 será el radio del paralelo, radios que se dan calculados en tablas especiales de cinco en cinco minutos. En el caso que a nos interesa, de aplicación a la topografía en grandes zonas, basta la siguiente expresión para el cálculo de y_0 :

$$y_0 = \beta_0 + \frac{\beta_0^3}{6N_0\rho_0} \quad (6.18)$$

que corresponde a la denominada proyección cónica de Lambert limitada, que aunque no rigurosamente conforme, en el caso de aplicarse a toda una nación, sí lo es para cualquier levantamiento topográfico por extenso que sea, por resultar prácticamente nulo, en estos casos, el término de cuarto grado en β_0 de la fórmula general.

Aún en el término de tercer grado de la expresión anterior para $\beta_0 = 50$ km a partir de la latitud de 40° , media de España, resulta tan solo de 51 cm, prácticamente despreciable, por lo que a lo largo

de una faja de 100 km de ancho, a uno y otro lado del paralelo de origen, puede considerarse la proyección limitada como prácticamente sin variación en su escala local, lo que la hace especialmente adaptable a los trabajos de topografía.

La longitud β_0 de elipse meridiana la obtendremos, como se dijo antes, en función de la diferencia de latitudes y del radio de curvatura medio ρ , por la fórmula siguiente:

$$\beta_0 = \frac{\Delta L''}{r''} \rho \quad (6.19)$$

Problema directo: las coordenadas Lambert del punto a se obtiene en función de los datos anteriormente calculados. Se deduce la abscisa directamente de la figura 6.10, b.

$$X = (R_0 - y_0) \operatorname{sen} \delta \quad (6.20)$$

La ordenada será igual a la separación y_0 de los paralelos, más un término que mide la distancia entre el pie del paralelo que pasa por a y la normal al eje de las YY, bajada desde el punto, término que será igual a $(R_0 - y_0) - (R_0 - y_0) \cos \delta$ y, por tanto:

$$Y = y_0 + (R_0 - y_0)(1 - \cos \delta) = y_0 + \frac{X}{\operatorname{sen} \delta} 2 \operatorname{sen}^2 \frac{\delta}{2} \quad (6.21)$$

y sustituyendo $\operatorname{sen} \delta$ por su igual en función del arco mitad:

$$Y = y_0 + X \tan \frac{\delta}{2} \quad (6.22)$$

Para la construcción del mapa, como en todo trabajo topográfico, se dibujará una cuadrícula, por rectas paralelas a los ejes de las XX y de las YY, a equidistancia apropiada para facilitar el transporte de las coordenadas de Lambert, así calculadas. La dirección de la cuadrícula paralela al eje Y no coincidirá con el norte geográfico, salvo para el meridiano de origen.

Problema inverso: conocidas las coordenadas Lambert de la proyección, reducirlas a geográficas.

Al ser conocido el sistema de proyección, se nos dará R_0 , deduciéndola del examen de la figura:

$$\tan \delta = \frac{\delta''}{R_0 - Y} \quad (6.23)$$

Calculada la convergencia de meridianos, deduciremos la diferencia de longitudes geográficas entre el punto y el meridiano origen, que será:

$$\Delta M'' = \frac{\delta''}{\operatorname{sen} L_0} \quad (6.24)$$

De igual modo tendremos:

$$y_0 = Y - X \tan \frac{\delta}{2} \quad (6.25)$$

Deduciéndose la longitud del radio de la transformada del paralelo en el mapa por la expresión:

$$R = R_0 - y_0 \quad (6.26)$$

Lo que nos permite hallar la latitud de radios; o bien en el caso de un levantamiento topográfico en el que puede prescindirse del término correctivo $\frac{\beta^3}{6N_0 r_0}$ resultará $y_0 = \beta_0$, o en el peor caso resolviendo la ecuación del tercer grado obtendremos β_0 , deduciendo la diferencia de latitudes por la expresión:

$$\Delta L'' = \frac{\beta_0 r''}{r_0} \quad (6.27)$$

que nos dará finalmente la latitud del punto A.

6.2. Mapas topográficos

6.2.1. Destino y clasificación de los mapas

Se llama mapa geográfico a la representación disminuida y generalizada de todas o una parte de la superficie terrestre, en un plano de una proyección elegida. Se pueden clasificar por su destino, por las dimensiones de la representación del territorio, por el método de utilización (de mesa, de paredes, de bolsillo), por la escala y por una serie de otros factores.

Por su contenido y destino se clasifican en: geográficos generales y especiales.

En los mapas geográficos generales, los elementos físico-geográficos (relieve, vegetación, hidrografía, espacios acuíferos, vías y medios de comunicación, fronteras estatales y administrativas, y otros objetos destinados a la economía, cultura, etc.) y los económicos-sociales (zonas pobladas, obras industriales, red vial, etc.) se representan en toda su variedad. Como objeto de representación sirve la propia superficie terrestre, con los objetos distribuidos en él.

Los mapas especiales se realizan sobre la base de los mapas geográficos generales. Pero en este caso, uno de los elementos del mapa geográfico general se representa con especial grado de detalle (por ejemplo, el relieve o la vegetación), en ese mismo momento, al igual que otros elementos se señalan con menos detalle o no se señalan, o los elementos de los mapas geográficos generales se representan de forma incompleta y sencilla, pero, complementariamente se marcan los elementos especiales, tales como el clima, el suelo, y otros aspectos de la economía nacional.

Los mapas geográficos, con destino interramal, se utilizan para el estudio de la superficie terrestre y para la confección de mapas temáticos. Tienen también aplicación en la planificación de la economía nacional y en muchos otros más. En dependencia de la escala y del grado de detalle de la representación de los elementos del terreno, los mapas geográficos pueden ser: de pequeña escala (1:1 000 000) y topográficos.

Los mapas topográficos a escalas 1:10 000, 1:25 000, 1:50 000 y 1:100 000 están destinados para el estudio del terreno, orientando en ellos la realización de las mediciones durante la planificación y proyección de obras ingenieriles, en el trazado de diferentes tareas de la economía nacional y de la defensa, y también en la resolución de tareas de carácter científico-investigativas. Se utilizan para la confección de mapas a menores escalas y de mapas temáticos.

Los mapas geográficos generales, comenzando por los planos de mayor escala y hasta los de menor escala 1:1 000 000, se llaman topográficos.

Las escalas de los mapas topográficos se subdividen en: pequeñas escalas (1:1 000 000, 1:500 000, 1:300 000, 1:200 000), de escala media (1:10 000, 1:50 000, 1:25 000) y los de gran escala (1:10 000, 1:5 000, 1:2 000, 1:1 000 y 1:500).

Los mapas topográficos en los grandes territorios se dividen en planchetas. En una plancheta aparte se representa el sector que ocupa la pequeña parte de la superficie terrestre. Entre mayor sea la

escala del mapa, menor será el área de la superficie terrestre representada en una plancheta. Las planchetas de los mapas en cuanto a tamaño deben ser cómodas, tanto en su preparación como en su utilización.

Los mapas topográficos de cada una de las escalas aceptadas tienen su aplicación, que a continuación se explica: los mapas topográficos a pequeña escala se destinan para el estudio general del terreno en la proyección general de la economía nacional, para los sectores de los recursos de la superficie terrestre y espacios acuíferos, para la proyección previa de grandes obras ingenieriles y para la defensa nacional.

Los mapas topográficos a mediana escala se diferencian de los mapas a pequeñas escalas por el mayor detalle del contenido y mayor exactitud. Estos mapas están destinados para la proyección detallada en la agricultura, vías ferroviarias y automovilísticas, trazas de tuberías, y líneas eléctricas, para la elaboración preliminar del control vertical y construcción de asentamientos poblacionales, para el cálculo de reservas de minerales útiles, para la defensa de sectores concretos y direcciones.

Los mapas topográficos a grandes escalas y planos están destinados para la proyección exacta y detallada, por ejemplo, para la confección de proyectos técnicos de riego y drenaje, para la elaboración de planos generales de ciudades, redes de ingeniería y comunicación, redes de transporte, para la confección de planos generales y dibujos de trabajo durante la proyección de territorios urbanos y no urbanos, para el replanteo vertical, confección de proyectos de repoblación forestal, etcétera.

Entre más importante sea la tarea que se resuelve con ayuda de los mapas topográficos, mayor tendrá que ser la escala del levantamiento. Por ejemplo, para la confección del plano general de un sector de la construcción y de dibujos de trabajo de construcciones capitales de muchos pisos con la red densificada de comunicaciones subterráneas son necesarios planos topográficos a escala 1:500. Pero los levantamientos topográficos a grandes escalas exigen grandes gastos. Por eso, ellos se llevan a cabo en aquellos lugares donde surja la necesidad imperiosa y donde haya necesidad de fundamentarlo por cálculos ingenieriles.

6.2.2. Identificación internacional de los mapas a escala 1:1 000 000

La hoja del mapa representa la proyección horizontal de un trapecio esferoidal de un determinado sector de la superficie terrestre. Cada hoja está limitada por el este y oeste, a través de meridianos, y por el norte y sur, por paralelos.

Para la obtención de la hoja del mapa a escala 1:1 000 000 toda la superficie del elipsoide se divide en meridianos, trazados cada 6 grados en 60 columnas. Cada columna está enumerada por números arábigos desde 1 hasta 60. Las columnas se comienzan a contar desde el meridiano 180°, y van en contra del movimiento de las manecillas del reloj, de este a oeste.

Recordamos que como meridiano inicial se acepta el que pasa por el centro del observatorio nacional de astronomía de Greenguich, Londres.

La identificación de la superficie terrestre en las columnas le corresponde a la identificación de una zona graduada 6 veces, pero la numeración de las columnas y zonas es distinta. El número de la columna es igual al número de la zona aumentado 30 veces. A la primera zona le corresponde la columna 31.

Del ecuador hacia el polo norte y sur, la superficie del elipsoide se divide en paralelos, en serie cada 4°. La serie se simboliza por las letras del alfabeto latín desde la A hasta la V, comenzando por el ecuador. En la figura 6.11 se muestra una parte de la superficie de la tierra, que abarca a manera de ejemplo, el territorio de la antigua Unión Soviética con un trazado en una hoja del mapa a escala 1:1 000 000.

Cada hoja de este mapa a escala 1:1 000 000 pertenece a una serie determinada y a una determinada columna. Su simbología, es decir, la nomenclatura se compone de caracteres de serie y número de la columna, de manera que la hoja del mapa, por ejemplo donde se encuentra Moscú, tiene la identificación N-37 (ver fig. 6.11).

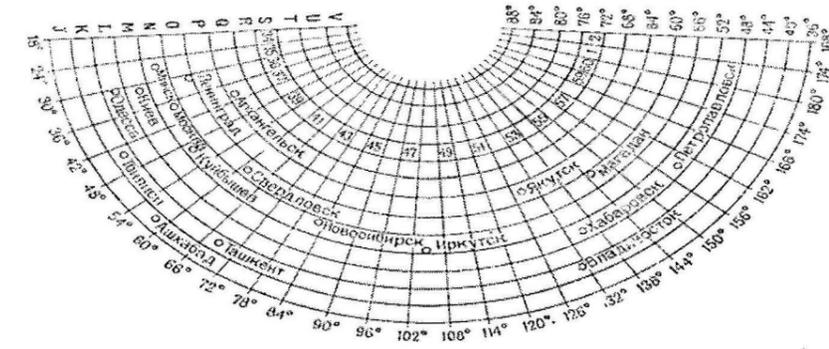


Fig. 6.11. Esquema de obtención de las hojas de los mapas 1:1 000 000.

El sector de la superficie terrestre que tiene 6° de longitud y 4° de latitud, para la latitud media de la antigua URSS tiene en el terreno las dimensiones: para el meridiano 444 km y para el paralelo 374 km. Si ese mismo sector se representa a escala 1:1 000 000, entonces, la hoja de ese mapa tendrá las siguientes dimensiones: 44,4 cm y 37,4 cm y sería muy cómodo trabajar con él.

6.2.3. Nomenclatura y dimensiones de las planchetas

Se llama nomenclatura a la simbología de las hojas de los mapas de diferentes escalas en un determinado sistema, donde se muestre la posición mutua.

Sobre la base de la nomenclatura de los mapas topográficos de distintas escalas, yace la hoja del mapa a escala 1:1 000 000. Las hojas de los mapas de mayor escala se obtienen por la división de la hoja del mapa a escala 1:1 000 000, realizado en los pasos siguientes:

1. La hoja del mapa 1:500 000 se obtiene por la división del mapa a escala 1:1 000 000 en 4 partes (por el meridiano medio y el paralelo) y se simboliza por las letras iniciales mayúsculas del alfabeto español A, B, C, D, por ejemplo, N-37-B (fig. 6.12).

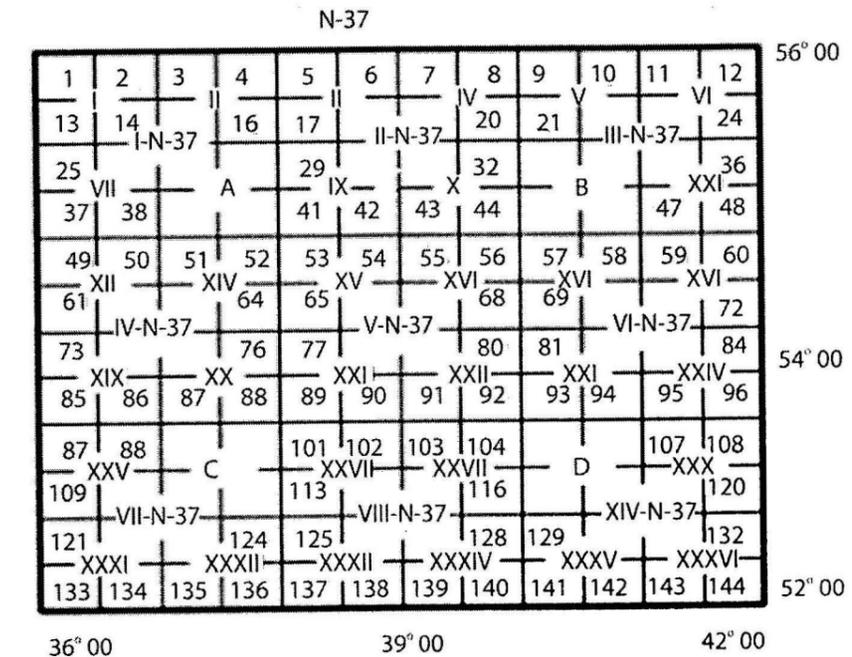


Fig. 12. Esquema de obtención de las hojas de los mapas a escalas 1:500 000; 1:300 000 y 1:200 000.

- La hoja del mapa 1:300 000 se forma por la división de la hoja del mapa 1:1 000 000 en 9 partes, y se simboliza por la nomenclatura de los números romanos desde el I hasta IX, poniéndolo antes de la nomenclatura de la hoja de l mapa 1:1 000 000, por ejemplo, IX-N-37 (ver fig. 6.12).
- La hoja del mapa a escala 1:200 000 se obtiene por la división de la hoja del mapa 1:1 000 000 en 36 partes. La nomenclatura de estas planchetas se simboliza por los números romanos del I hasta el XXXVI, y se ponen después de la nomenclatura de la hoja del mapa 1:1 000 000, por ejemplo, N-37-VI (ver fig. 6.12).
- La hoja del mapa 1:100 000 se obtiene por la división de la hoja del mapa 1:1 000 000 en 144 partes (12 series, cada una de ellas se compone de 12 hojas). La nomenclatura de estas planchetas se simboliza por números arábigos del 1 al 144, adicionándolo a la nomenclatura de la hoja del mapa 1:1 000 000, por ejemplo, N-37-1 (ver fig. 6.12).
- La hoja del mapa 1:50 000 se forma por la división de la hoja del mapa 1:100 000 por el meridiano medio y el paralelo en 4 partes. La nomenclatura de estas hojas se representan por las letras del alfabeto español A, B, C, D, añadiéndola a la nomenclatura de la hoja del mapa 1:1 000 000, por ejemplo, N-37-1-B (ver fig. 6.13).

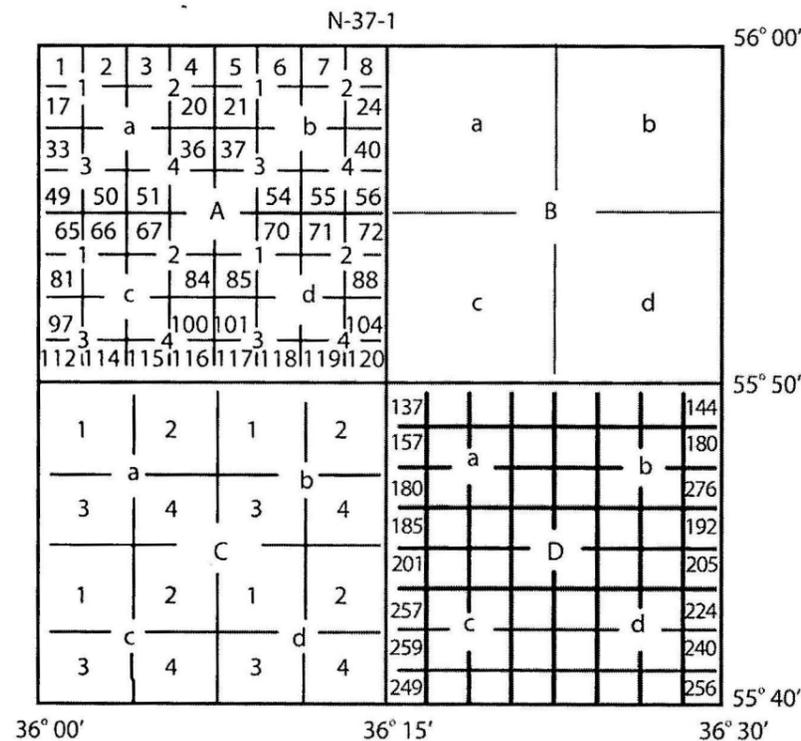


Fig. 6.13. Esquema de obtención de las hojas de los mapas a escalas 1:50 000, 1:25 000, 1:10 000 y 1:5 000.

- La hoja del mapa a escala 1:25 000 se obtiene por la división de la hoja del mapa 1:50 000 e 4 partes, y se simboliza por las letras minúsculas del alfabeto español a,b,c,d, añadiéndola a l nomenclatura la hoja del mapa 1:50 000, por ejemplo, N-37-1-B-d (ver fig. 6.13).
- La hoja del mapa 1:10 000 se forma por la división de la hoja del mapa 1:25 000 en 4 partes. La nomenclatura de estas planchetas se simboliza por los números del 1 al 4, añadiéndolo a la nomenclatura de la hoja del mapa 1:25 000, por ejemplo, N-37-1-B-a-1 (ver fig. 6.13).
- La hoja del mapa 1:5 000 se obtiene por la división de la hoja del mapa 1:100 000 en 256 partes (16 series cada una compuesta por 16 planchetas) y se simboliza por los números arábigos del 1 al 256, agregándolo a la nomenclatura de la hoja del mapa 1:100 000, en este caso, el número

de orden de la hoja 1:5 000 se señala entre paréntesis, por ejemplo, N-37-1-(256). La hoja del mapa 1:5 000 forma ¼ de la hoja del mapa 1:10 000 (ver fig. 6.13).

- La hoja del mapa 1:2 000 se forma mediante la división de la hoja del mapa 1:5 000 en 9 partes y se simboliza por las letras iniciales minúsculas del alfabeto español a, b, c, d, e, f, g, h, i, y se le suma a la nomenclatura la hoja del mapa 1:5 000, en este caso, en la nomenclatura se señala el indicador de la hoja del mapa 1:5 000 y 1:2 000, y se encierran entre paréntesis, por ejemplo, N-37-1-(256-i) (ver fig. 6.14).

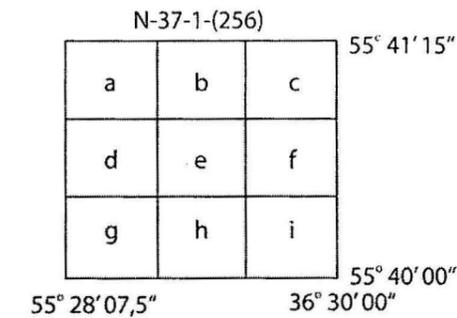


Fig. 6.14. Esquema de obtención de las hojas de los mapas a escala 1:2 000.

En la proyección de Gauss todos los meridianos (con la exclusión del meridiano cero) y paralelos se representan en forma de líneas curvas. Sin embargo, en las hojas de los mapas topográficos los meridianos y paralelos, incluyendo las aristas del trapecio, se representan por líneas paralelas, ya que en los límites de la hoja del mapa estas encorvaduras prácticamente no se notan. En la tabla 6.1 (p. 287) para las planchetas de los mapas de diferentes escalas vienen dadas las dimensiones de los lados.

Durante la confección de los planos topográficos (mapas) a escala 1:5 000, 1:2 000, 1:1 000 y 1:500 (en las ciudades y poblados), para la construcción bonificada y en los sectores no muy grandes, con área de 20 km²) se emplea un dibujo cuadrático de las planchetas. Como base de este tipo de dibujo se utiliza una plancheta del plano a escala 1:5 000 con dimensiones de 40 cm x 40 cm (2km x 2 km) y se simbolizan estas hojas por números arábigos. El orden de enumeración es arbitrario, a veces se establece por proyecto técnico o por el arquitecto general (en ciudades y poblados).

Las hojas del plano a escala 1:2 000 en este caso se obtiene por la división de la plancheta 1:5000 en 4 partes, y se simboliza por números que se obtienen de las letras iniciales mayúsculas del español, A, B, C, D y se le añade a la nomenclatura de la hoja 1:5 000, por ejemplo, 5-A (ver fig. 6.15).

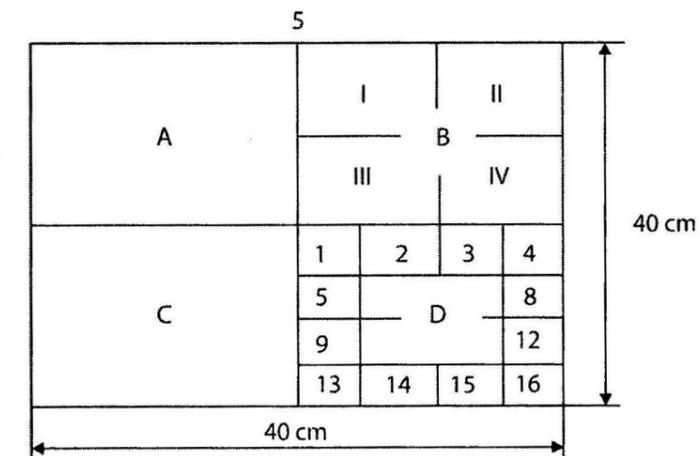


Fig. 6.15. Esquema de obtención de las hojas de los mapas en una identificación cuadrática.

La hoja del plano 1:1 000 se obtiene por la división del plano 1:2 000 en 4 partes y se simboliza por los números romanos I, II, III, IV y se le adiciona a la nomenclatura del plano 1:2000, por ejemplo, 5-B-III (ver fig. 6.15).

Los planos 1:500 se obtienen por la división del plano 1:2 000 en 16 partes y se simboliza por los números arábigos del 1 al 16, sumándose a la nomenclatura del plano 1:2 000, por ejemplo, 5-D-12. El plano 1:500 forma $\frac{1}{4}$ del plano 1:1 000.

En la tabla 6.2 (p. 287) se dan las dimensiones de las hojas cuadráticas.

6.2.4. Redes geográficas y quilométricas

Cada hoja de los mapas topográficos está limitada, de Norte a Sur, por paralelos, y de Este a Oeste, por meridianos. Para poder determinar en el mapa las coordenadas geográficas de los objetos y contornos del terreno existe un marco graduado, situado entre los marcos interior y exterior de la plancheta del mapa.

Los minutos de las latitudes por los lados este y oeste del marco graduado, y los minutos de las longitudes por el norte y sur de los lados se marcan por señales negras y blancas seriadas. Cada minuto (señal) de la latitud y longitud está dividido en 6 partes iguales, señalados por puntos, cuya distancia es igual a 10" (ver fig. 6.16).

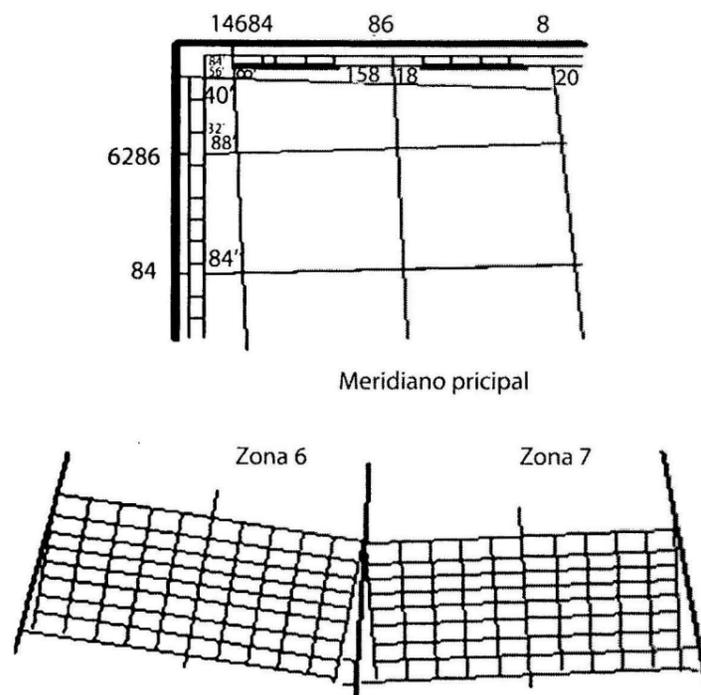


Fig. 6.16. Marcos de las hojas de los mapas.

Cada ángulo del marco interior de la hoja del mapa tiene la marca de su latitud y longitud. Por lo visto, en presencia de estas marcas graduadas y señales, no es difícil determinar la latitud y longitud de cualquier punto del mapa. Pues, para la determinación de la latitud de cualquier punto es necesario trazar, a través de él, una línea recta paralela a la línea sur, marcada, hacia el marco norte de la hoja del mapa. Este paralelismo no es difícil verificar: la regla o la línea recta debe cortar en los lados este-oeste el marco graduado de divisiones homónimas de los minutos o las partes homónimas de estas divisiones. Luego, resta calcular el número de minutos y segundos (los segundos se toman a ojo) en el marco graduado desde el ángulo sur hasta el lugar de intersección de su regla o de la recta, y adi-

cionarle esta lectura de los minutos y segundos al valor de la latitud del ángulo de la hoja del mapa. Por ejemplo, la hoja límite sur de su mapa (paralela) tiene latitud $54^{\circ} 40'$. Nuestra lectura tomada en el marco graduado hasta el contorno es igual a $1' 14''$. De esta manera, la latitud del punto del contorno es igual a $54^{\circ} 41' 14''$. Con la utilización del lado Norte y Sur del marco graduado y poniendo la regla o trazando una línea recta, de forma tal que el borde de la regla o la recta pase por nuestro punto y corte en los marcos graduados Norte y Sur las divisiones homónimas de los minutos o los puntos homónimos de estas divisiones, se determina la latitud del punto. Por ejemplo, el meridiano este que limita la hoja del mapa tiene latitud $84^{\circ} 00'$; nuestra lectura en el marco graduado es de $1' 15''$. La longitud del punto será $84^{\circ} 01' 15''$.

Para determinar las coordenadas rectangulares, en la plancheta del mapa topográfico se marca una red de coordenadas, la cual representa un sistema de líneas rectas paralelas a los ejes de coordenadas de la zona dada (meridiano cero y ecuador). Las líneas rectas que forman la red de coordenadas distan una de otra a una determinada distancia para el mapa a cada escala (tabla 6.3). Esta distancia se expresa en km o parte de kilómetro. Por eso a la línea de la red de coordenadas se le llama quilométrica, y a la red, red quilométrica.

Tabla 6.1. Dimensiones de los lados de las hojas de los mapas

Escala	Nomenclatura	Lados de las hojas					
		Angular (grado)		Lineal (para $\lambda = 56^{\circ}$)			
		λ	ϕ	Terren (km)	Plano (cm)	Terren (km)	Plano (cm)
1:1 000 000	N-37	6°	4°	374,0	37,4	446,6	44,5
1:500 000	N-37 (de A hasta D)	3°	2°	187,0	37,4	222,3	44,5
1:300 000	1-N-37 (de I a IX)	2°	$1^{\circ} 20'$	125,0	41,7	148,2	49,4
1:200 000	N-37-1 (de I hasta XXXVI)	1°	$0^{\circ} 40'$	62,4	31,2	74,1	37,0
1:100 000	N-37-1 (de 1 a 144)	$30'$	$20'$	31,4	31,4	37,0	37,0
1:50 000	N-37-1-A (de A hasta D)	$15'$	$10'$	15,7	31,4	18,5	37,0
1:25 000	N-37-1-A-a (de a hasta d)	$7' 30''$	$5' 00''$	7,85	31,4	9,2	36,8
1:10 000	N-37-1-A-a-1 (de 1 hasta 4)	$3' 45''$	$2' 30''$	3,92	39,2	4,6	46,0
1:5 000	N-37-1- (1) (de 1 hasta 256)	$1' 52,5''$	$1' 15''$	1,96	32,2	2,3	46,0
1:2 000	N-37-1-(1-a) (de a hasta i)	$0' 37,5''$	$0' 25,0''$	0,65	32,5	0,77	38,5

Tabla 6.2. Dimensiones de los lados y áreas de las hojas de los planos

Escala	Lados de las hojas (cm)	Áreas km ² (ha)
1:5 000	40 x 40	4 (400)
1:2 000	50 x 50	1 (100)
1:1 000	50 x 50	0,25 (25)
1:500	50 x 50	0,0625 (6,25)

Tabla 6.3. Distancias entre las líneas kilométricas

Escala	Distancia		Escala	Distancia	
	Plano (cm)	Terreno (km)		Plano (cm)	Terreno (km)
1:200 000	5	10	1:10 000	10	1
1:100 000	2	2	1:5 000	10	0,5
1:50 000	2	1	1:2 000	10	0,2
1:25 000	4	1	1:1 000	10	0,1

6.2.5. Tareas a resolver en los mapas y planos

Los mapas y planos topográficos permiten resolver una serie de diferentes tareas relacionadas con la planificación, búsqueda y construcción que a continuación se relacionan:

1. Determinación de la nomenclatura de las hojas del mapa

Condición. El punto tiene coordenadas geográficas $\varphi = 47^{\circ} 35' 30''$ y $\lambda = 78^{\circ} 04' 15''$. Determinar la nomenclatura de la hoja del mapa a escala 1:25000 en el territorio donde se encuentra el punto.

Solución: La tarea se resuelve en el siguiente orden: con los datos de las latitud y longitud del punto se determina la nomenclatura del mapa 1:1000 000 donde se encuentra el punto. Está claro que el punto con latitud $47^{\circ} 35' 30''$ se indica en la serie L, limitada por las paralelas con latitud 44 o 48° . Luego, se hace necesario encontrar la zona. El ancho de la zona, como es sabido, es igual a 6° . Como $78:6 = 13$, significa que el punto está ubicado en la zona 14, limitada por los meridianos con longitudes 78° y 84° . Pero para la nomenclatura del mapa 1:1000 000 hay que conocer, no el número de la zona, sino el número de la columna. También se sabe que el número de la columna siempre será 30 veces mayor que el ubicado en la zona. Significa que el punto está ubicado en la columna 44 ($14+30 = 44$). La nomenclatura de la hoja del mapa 1:1 000 000 para nuestro punto será L- 44. Luego se necesita determinar la nomenclatura de la hoja del mapa 1:100 000 en los límites donde se encuentra el punto. Por eso, la hoja del mapa 1:1 000 000 L- 44 se divide en 144 partes (ver fig. 6.17) y se enumeran las latitudes y longitudes de los distintos mapas. Según la fig. 6.17, el punto se encuentra en el mapa 1:1 000 000 con nomenclatura 13. Por tanto, la nomenclatura de este mapa será L- 44 -13. Luego se construye el esquema (fig. 6.27) de la hoja 1:100 000 del mapa L- 44 -13, se divide en 4 partes y se obtienen las hojas A, B, C, D del mapa 1:50 000. Se enumeran los valores de las latitudes y longitudes y se establece que el punto dado se ubica en el territorio de la hoja L- 44 - 13- A. Con la división del mapa 1:50 000 L- 44 -13- A en 4 partes se obtienen las hojas del mapa 1:25 000 a, b, c, d. Se determinan y enumeran los valores de las latitudes y longitudes, y se determina que el punto se ubica en la hoja L- 44 -13- A- a del mapa 1:25 000.

En la determinación de las hojas del mapa 1:10 000 se divide el mapa 1:25 000 en 4 partes. En la determinación de la nomenclatura de los planos 1:5 000 y 1:2 000 hubiera sido necesario dividir el mapa 1:100 000 en 256 partes.

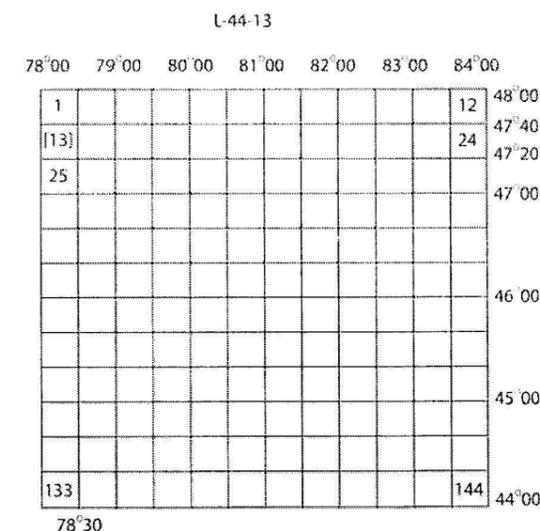


Fig. 6.17. Esquema de determinación de la nomenclatura de las hojas de los mapas a escala 1: 10 000.

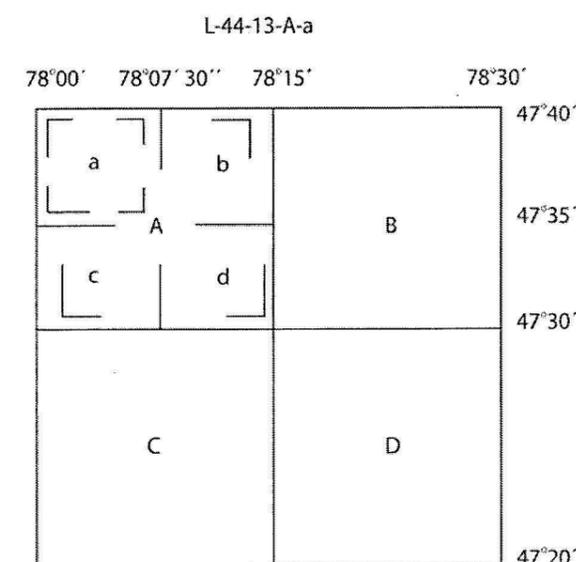


Fig. 6.18. Esquema de determinación de la nomenclatura de las hojas de los mapas a escala 1:50 000 y 1:25 000.

2. Determinación de las coordenadas geográficas de los vértices de los ángulos de la plancheta de un mapa

Condición. Dada la hoja m-37-44-B-d del mapa 1:25 000, determine las coordenadas geográficas de los vértices de los ángulos del marco de este trapecio.

Solución: Al igual que el anterior, primero se determinan las coordenadas geográficas de los vértices de los ángulos de la hoja del mapa 1:1 000 000. La serie M está limitada por paralelas, con latitudes de 48° y 52° . La columna 37 corresponde a la zona 7 ($37-30$), y significa que nuestra hoja del mapa está limitada por los meridianos cuya longitud es 36° y 42° , pues, las coordenadas geográficas halladas de las hojas del mapa 1:1 000 000 de la hoja M-37. Luego la hoja del mapa 1:1 000 000 con hoja M-37 se divide en 144 partes y se enumeran las latitudes y longitudes de las hojas del mapa 1:1 000 000.

Con el análisis de la fig. 6.26 se establecen las coordenadas geográficas del vértice de la hoja del mapa M-37-44. Luego se traza el esquema de la hoja del mapa 1:1 000 000 cuya hoja es M-37- 44, se divide en 4 partes y se obtienen las coordenadas de los vértices de los ángulos del mapa 1:50 000 con hoja M-37-44-B, etcétera.

Las coordenadas rectangulares de los vértices de los ángulos de los marcos del trapecio se eligen por las coordenadas geográficas de los vértices de los ángulos de las hojas por tablas especiales* En estas tablas se dan las dimensiones de los marcos, diagonales y áreas de estos trapecios

* - Tabla de coordenadas Gauss-Kriuger y tablas de dimensiones de los marcos y áreas de los levantamientos topográficos.

1 Determinación de la nomenclatura de las hojas contiguas de los mapas

Condición. Se da el mapa 1: 50 000, cuya hoja M-37-133-c. Se desea conocer la nomenclatura de 8 hojas contiguas del mapa a esa misma escala.

Solución. Ante todo, hay que resolver la tarea, se tenga o no la hoja del mapa con el límite de la serie y columnas, y, si se pudiera encontrar donde están estos límites. La hoja del mapa 1:1 000 000 con hoja M-37-133 se encuentra en la esquina (ángulo) sur - este del mapa.

1:1 000 000. Quiere decir que al Este de su lado se encontrará la hoja M-36, más al Sur se encuentra la hoja L-37 (ver fig. 6.19), y se pasa hacia las hojas 1:100 000, desde el Este se ubicará la hoja M-36-144, desde el Sur L-37-1.

Por el esquema (fig. 6.19) es fácil establecer la nomenclatura de las 8 hojas limitantes de los mapas 1:50 000, M-37-133-A, M-37-133-B, M-37-133-D, L-37-1-B, L-37-1-A, L-36-12-B, M-36-144-D, M-36-144-B.

	36		37
M-36-144-B	M-37-133-A	M-37-133-B	
M-36-144-D	M-37-133-C	M-37-133-D	
L-36-12-B	L-37-1-A	L-37-1-5	

Fig. 6.19. Esquema de determinación de la nomenclatura de las hojas de los mapas.

CAPÍTULO VII

Fotogrametría

7.1. Introducción a la fotogrametría

La fotogrametría determina las formas, medidas y posición de los objetos según sus imágenes fotográficas.

El término fotogrametría proviene de las palabras griegas *photos*: luz, *gramma*: copia, *metreo*: medir. La palabra *stereos*, introducida en el término estereofotogrametría, significa espacial.

Los métodos fotogramétricos de mediciones se emplean en la Geodesia, Astronomía, Arqueología, Arquitectura, Minería, Geología, en ingeniería, en la carrera militar, durante las mediciones de los objetos que se encuentran en movimiento (las nubes, ondas marinas), en el estudio de las trayectorias de los objetos que se mueven rápido. Todo lo que puede retratarse, puede ser objeto de las mediciones fotogramétricas.

7.1.1. Breve característica de los levantamientos fotogramétricos

El desarrollo mayor de la fotogrametría se alcanzó en Geodesia y Minería. El objetivo fundamental de la fotogrametría es el terreno y las canteras, obteniéndose fotografías de las cuales se forman los mapas y planos.

Existen los tipos de levantamiento siguientes:

- Aerolevantamiento contorneado.
- Levantamiento combinado.
- Aerolevantamiento fotogramétrico (estereotopográfico).
- Levantamiento estereofotogramétrico terrestre (levantamiento con el fototeodolito).

Los primeros tres tipos de levantamiento de fotografía se realizan con aparatos voladores (avión, sputnik y otros medios voladores); el último tipo de levantamiento se realiza desde la superficie de la tierra.

Con el método de aerolevantamiento contorneado se obtienen, con las aerofotos, el fotoplano o el plano gráfico de los contornos del terreno.

El levantamiento combinado es la unión del método fotogramétrico de elevación de las fotos aisladas con el levantamiento con plancheta: es decir, los contornos en la carta o en el fotoplano se obtienen de las fotos, y el relieve se retrata en el campo con reiteraciones del levantamiento con plancheta.

Con el método aerofotolevantamiento estereofotogramétrico se obtienen los fotoplanos con las fotos aéreas o los planos gráficos con curvas de nivel; en este caso, el dibujo del relieve se realiza en el laboratorio en base de las mediciones estereofotogramétricas.

Con el método de levantamiento estereofotogramétrico terrestre se obtiene el plano gráfico con las curvas de nivel a través de las fotos. Con la realización del levantamiento de la cantera se obtiene el plano de la misma.

La aerofototopografía estudia los métodos de confección de los mapas del terreno con fotos, obtenidas desde el avión o desde otros aparatos voladores.

El complejo de los procesos que permite confeccionar los mapas del terreno con las aerofotos se llama levantamiento aerofotográfico.

En este complejo tenemos: el levantamiento aéreo con fotos (aerofotolevantamiento) y los trabajos geodésicos y fotogramétricos.

El aerofotolevantamiento permite crear un plano exacto y detallado en un tiempo corto con gastos mínimos de fuerzas y medios.

La confección de los mapas del terreno se realiza con las fotos, obtenidas desde el avión. Para la obtención de las fotos en el avión se coloca un aerofotoaparato (AFA, cámara aérea), donde el eje óptico se orienta hacia abajo. La fotocámara aérea (AFA) está formada por una caja rígida 2 (ver fig. 7.1b).

En la caja se encuentra el marco 1, que determina el formato de la foto.

Las fotos pueden tener los formatos siguientes: 18 cm x 18 cm, 24 cm x 24 cm, 30 cm x 30 cm.

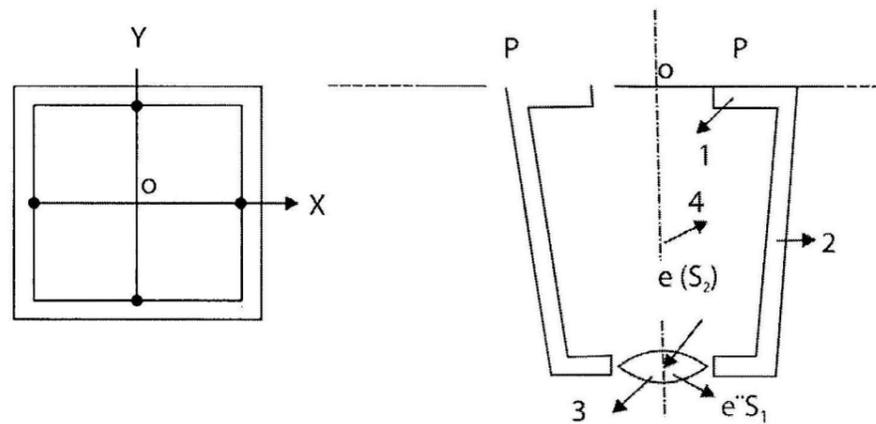


Fig. 7.1. (a y b). Fotocámara aérea.

En la superficie del marco PP, durante el tiempo de exposición, se oprime una capa de emulsión de la placa. El rodaje en placas de cristal lo realiza solamente Francia. Los demás estados realizan el rodaje en placas fotográficas. Al frente de la aerocámara se fija el objetivo 3, desde el enfoque hasta el infinito.

Los puntos e y e'' son los puntos entrantes y salientes del objetivo. En el objetivo simétrico con estos puntos coinciden los puntos de unión delantero y trancero S_1 y S_2 .

La recta que pasa por el centro C de la pupila entrante es perpendicular al plano del marco aplicado y se llama rayo principal o eje óptico de la aerocámara 4.

El punto "O" es el punto principal del plano del marco aplicado (aerofoto, fig. 7.1a), su posición en la foto, en el sistema de coordenadas X y Y, se determina por las magnitudes X_0 y Y_0 .

Como resultado del aerolevantamiento se obtienen, a veces, fotos inclinadas (ver fig. 7.2).

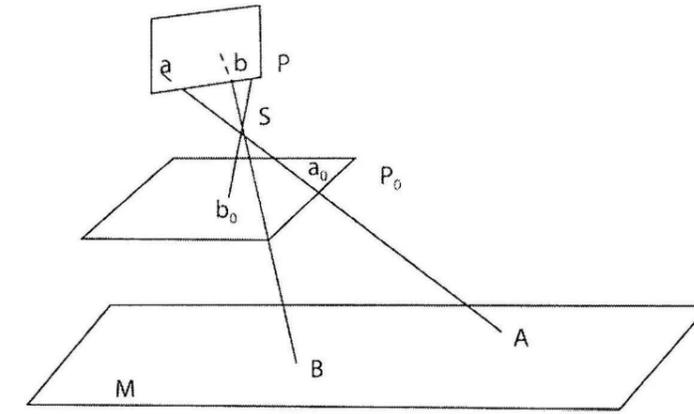


Fig. 7.2. Fotos inclinadas.

En comparación con el plano de las fotos inclinadas P, se producen alteraciones por la inclinación de la foto y del relieve del terreno. Para confeccionar el fotoplano, cada foto inclinada se transforma, es decir, se transforma en foto horizontal P_0 , según la escala dada.

Los terrenos fotografiados se cubren con el aerofotolevantamiento en el cual el avión realiza rutas paralelas, volando a una altura establecida con anterioridad. En el tiempo que dura esta realización, se mantiene el recubrimiento longitudinal de las fotos en la ruta a 60 %, y el recubrimiento transversal entre rutas 30 % - 40 % (ver fig. 7.3).

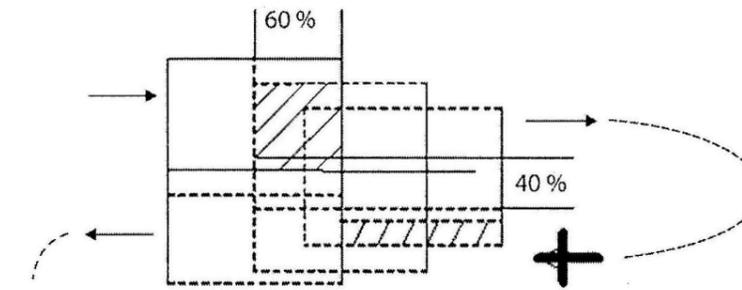


Fig. 7.3. Recubrimiento transversal entre rutas.

Es importante señalar que para muchos fines topogeodésicos y geológicos se puede utilizar el aerofotolevantamiento, teniendo en cuenta la frecuencia de sus alteraciones.

Existen fotos planimétricas y perspectivas. Las fotos planimétricas, condicionalmente, son aquellas aerofotos que se obtienen con pequeños ángulos de inclinación desde el eje óptico hasta el horizonte. Esta inclinación conlleva al error de reducción del eje óptico de la aerocámara en la posición vertical dada.

Si los aparatos son inclinados hacia el horizonte desde 0° hasta 3° , entonces esa foto se llama planimétrica.

Si el eje óptico está inclinado hacia el horizonte con una desviación considerable de 90° , entonces esa foto se llama perspectiva. A veces el ángulo de inclinación puede alcanzar 70° - 80° . En ese caso, en la foto se obtendrán imágenes de líneas del horizonte.

En el proceso del aerofotolevantamiento se obtienen las fotos del terreno, que permiten reconocerlo y medir lo más exacto posible todos los objetos, los cuales deben estar representados en el mapa.

Para el empleo del método estereotopográfico, es necesario que cada punto de la región cartografiada se represente en dos fotos. Esto alcanza en condiciones de recubrimiento longitudinal de las fotos no menos de 60 % y el recubrimiento transversal 30,40 % (ver fig. 7.3).

7.1.2. Fotogrametría en Geología y Minería

La fotogrametría presta un gran servicio al estudio de los yacimientos y fenómenos geológicos. En las fotos se fijan en el recubrimiento, la posición visible horizontal o de infracción de las rocas en capas y de los minerales útiles, los acunamientos de las capas, deslizamientos de suelo y desplazamiento de las masas, el cambio de posición, las grietas, los conos de recubrimiento de las rocas friables, las formas de intemperismo, etc. Las fotos dan una imagen cabal de las formas de los valles, del desarrollo de los barrancos, asimilan las erupciones volcánicas, los temblores de tierra, los grandes derrumbes y depresiones (fosos).

Con las fotos se estudia no solamente el lado cualitativo de los objetos mineros y geológicos, sino también el cuantitativo.

7.2. Propiedades geométricas de las fotos aéreas

7.2.1. Foto - proyección central

El plano topográfico representa la proyección ortogonal del terreno en un plano horizontal, y está caracterizado por dos propiedades fundamentales:

1. Las distancias en el plano son proporcionales a las distancias horizontales correspondientes en el terreno.
2. Los ángulos en cualquier punto del plano son iguales al ángulo correspondiente en el terreno

Supongamos que A, B y C son los puntos del terreno (ver fig. 7.4).

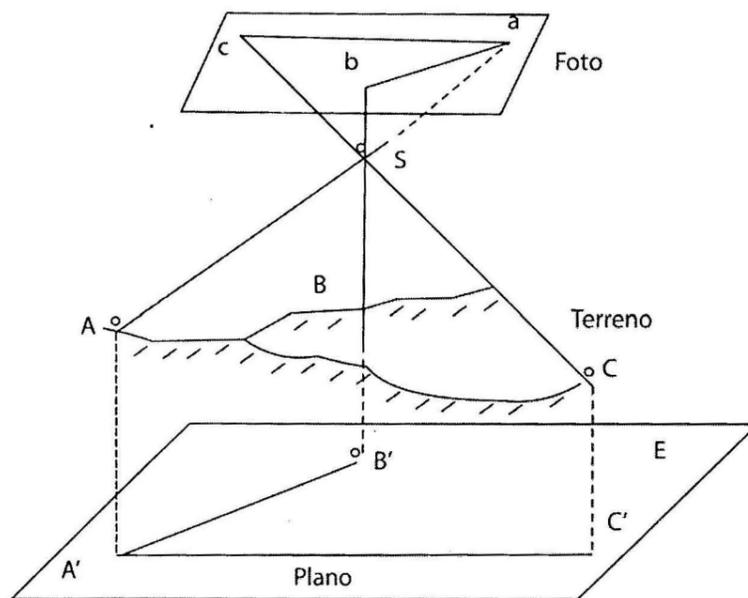


Fig. 7.4. Proyección central de una foto.

Proyectando ortogonalmente estos puntos en un plano horizontal E, obtenemos el plano. El ángulo en el punto A' en el plano es igual al ángulo horizontal, formado por las direcciones AB y AC en el terreno, y las distancias A'B' y A'C' son las distancias horizontales de los tramos AB y AC.

Si desde el punto S se obtiene la foto P, entonces los puntos a, b y c en la foto representan las imágenes de los puntos A, B y C del terreno.

La foto no se puede considerar como proyección ortogonal, ya que los rayos proyectados, con lo cual es obtenida, no son paralelos uno con otro, y se interceptan en un mismo punto.

La proyección del objeto obtenida como resultado de la intersección del plano con los rayos proyectados, que se cortan en un mismo punto, se llama central, y el punto de intersección de estos rayos se llama centro de proyección.

7.2.2. Elementos de la proyección central

En la proyección central existen imágenes positivas (directas) y negativas (inversas).

La imagen positiva se obtiene cuando el objeto y el plano de proyección se encuentran situados a un solo lado del centro de proyección. Si el objeto y el plano de proyección se encuentran en lados diferentes del centro de proyección, entonces se forma la imagen negativa.

Para el análisis de la imagen central, es indiferente que se considere la imagen negativa (negativo) o la imagen positiva (positivo), ya que ellos se disponen simétricamente con respecto al centro de proyección (ver fig.7.5).

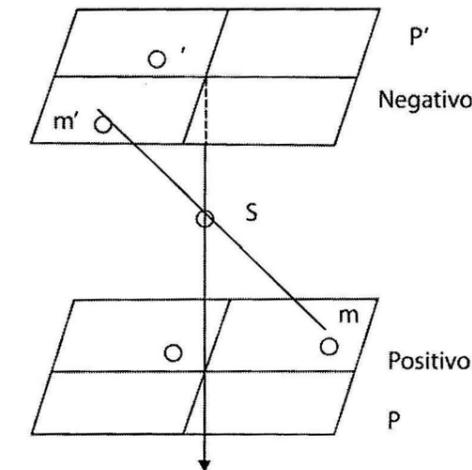


Fig. 7.5. Análisis de la imagen central.

Frecuentemente se utiliza la imagen positiva (positivo), y se le llama al negativo foto. En la fig.7.6 se muestra un plano del terreno E y un plano de la foto aérea P.

donde:

S: Centro de proyección punto de fotografía.

S_0 : Rayo principal, recto que pasa por el centro de proyección perpendicular al plano de la foto. En las cámaras fotográficas, el rayo principal se hace coincidir con el eje óptico principal del objetivo. Por eso, a la recta S_0 a veces se le llama eje óptico de la cámara fotográfica (fotocámara).

O: Punto principal – intersección del rayo principal con la foto.

f: Distancia focal de la fotocámara – distancia desde el centro de proyección hasta la foto a lo largo del rayo principal.

H = SN: Altura del levantamiento. Altura del centro de proyección con respecto al plano E, y se le llama plano de la base.

a : Ángulo de inclinación de la foto.

Q : Plano de la vertical principal. Plano vertical que pasa por el rayo principal.

VV: Línea de dirección del levantamiento. Intersección del plano de la vertical principal con el plano de la base.

vv: Vertical principal. Intersección del plano de la vertical principal con el plano de la foto.

n : Centro del nadir. Intersección de la línea vertical que pasa por el centro de proyección, con el plano de la foto.

iSi : Plano del horizonte verdadero. Plano horizontal que pasa por el centro de proyección.

ii : Línea del horizonte verdadero. Intersección del plano del horizonte verdadero con el plano de la foto.

Y: Punto principal de bajada. Intersección de la vertical principal con la línea del horizonte verdadero.

c : Punto sin desviaciones (desviaciones nulas). Intersección de la bisectriz del ángulo a con el plano de la foto. Se llama así, por que los ángulos que se encuentran en él son iguales a los ángulos correspondientes en el plano de la base, y a la escala de la foto en el punto dado en todas direcciones, tiene un valor constante.

Las posiciones de los puntos "n", "c" y "y" en la vertical principal se determinan por sus desplazamientos con respecto al punto "o" por las fórmulas siguientes:

$$\begin{aligned} on &= f \tan \alpha \\ oc &= f \tan \frac{\alpha}{2} \\ oy &= f \cot \alpha \end{aligned} \quad (7.1)$$

El segmento Sy se determina por la fórmula:

$$Sy = \frac{f}{\text{sen} \alpha} \quad (7.2)$$

El conjunto de rayos con el cual se obtiene la foto se llama haz.

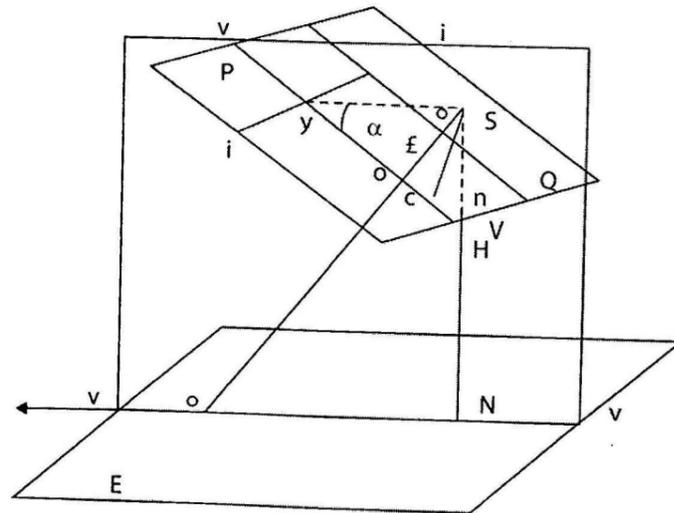


Fig. 7.6. Plano horizontal del terreno con el plano de la foto aérea.

7.2.3. Elementos de orientación de la foto

Se llaman elementos de orientación de la foto las magnitudes determinadas por su posición en el momento de realizar la fotografía.

Los elementos de orientación de la foto se dividen en dos grupos: elementos de orientación interna y elementos de orientación externa.

Los elementos de orientación interna se determinan por las posiciones del centro de proyección con respecto a la foto. Entre ellos tenemos: las coordenadas del punto principal de la foto x_0, y_0 (en el sistema $0'x'y'$) y la distancia focal de la cámara fotográfica f (ver fig. 7.7).

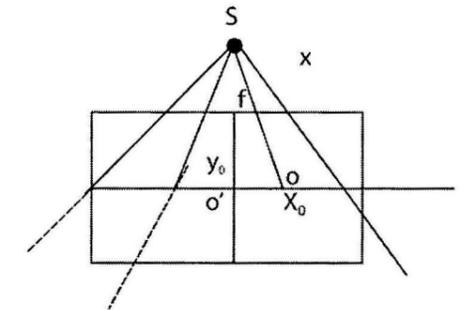


Fig. 7.7. Elementos de la orientación interna de la foto.

Con los elementos de la orientación interna de la foto se puede hallar el centro de la proyección y restaurar el haz de luz (con la foto) existente en el momento de fotografiar.

Los elementos de la orientación externa de la foto determinan la posición del haz en el momento de fotografiar. Entre ellos tenemos (ver fig. 7.8).

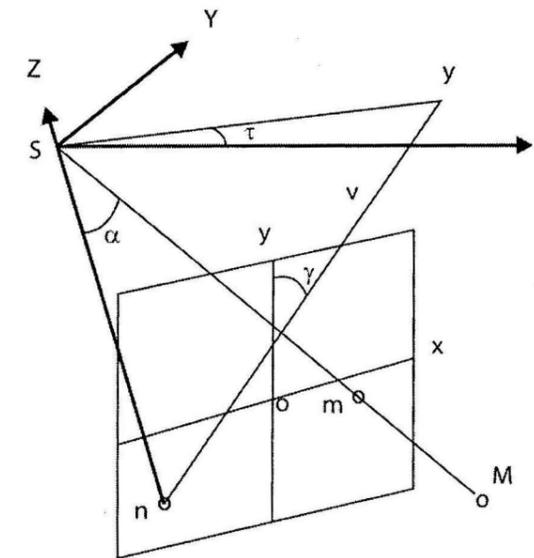


Fig. 7.8. Elementos de la orientación externa.

x_s, y_s, z_s – coordenadas del centro de proyección S. Las primeras dos coordenadas se determinan por la posición planimétrica del centro de proyección en el sistema de coordenadas rectangulares, y la tercera coordenada z_s es la altura con el cual se fotografió, y se señala de acuerdo a la fig. 7.6 por

H, t es el ángulo de dirección de la dirección del levantamiento, α es el ángulo de inclinación de la foto, K es el ángulo de giro de la foto, ángulo entre el eje "y" y la vertical principal "VV".

De esa manera la foto tiene nueve elementos de orientación, de ellos tres son de la orientación interna y seis de la externa. De los nueve elementos, seis son lineales y tres angulares.

Si el haz restaurado por la foto y por los elementos de la orientación interna se coloca con los elementos de la orientación externa, entonces la foto ocupará la misma posición en que estaba en el momento de la fotografía del terreno. Por ejemplo, el rayo S_m pasa por el punto M.

7.2.4. Sistema de coordenadas empleados en fotogrametría

En fotogrametría se emplea el sistema de coordenadas geodésicas o fotogramétricas. En calidad de sistema geodésico se utiliza, a veces, el sistema de coordenadas rectangulares de Gauss, en el cual se hace necesario determinar la posición de todos los puntos de la red geodésica de apoyo. El inicio de estas coordenadas, como ya es conocido, se encuentra en la intersección del meridiano medio de la zona correspondiente con el ecuador. El eje X_g está orientado hacia el norte, el eje Y_g hacia el este.

De esta manera la posición del punto del terreno "A" en este sistema, se determina por las coordenadas $X_g = O_g A'$, $Y_g = A'' A'$, $Z_g = A' A$ (ver fig. 7.9).

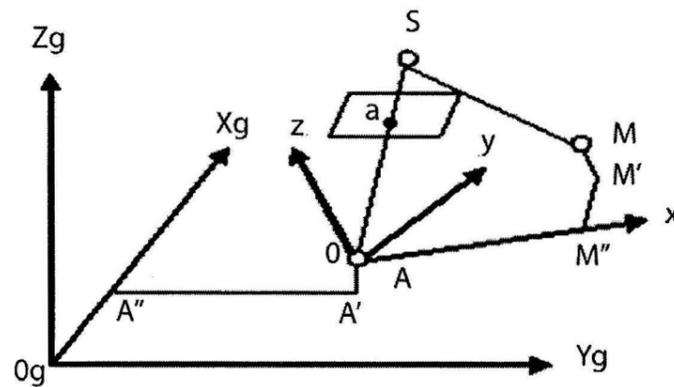


Fig. 7.9. Determinación de la posición de un punto del terreno en el sistema de coordenadas fotogramétricas.

El sistema de coordenadas fotogramétricas 0 XYZ (ver fig. 7.9) puede ser dispuesto arbitrariamente. Su inicio se puede hacer coincidir con cualquier punto del terreno A, como se muestra en la figura. Los ejes de coordenadas se orientan también arbitrariamente, pero de manera tal que el sistema de coordenadas sea rectangular y derecho.

La posición del punto del terreno M en este sistema se determina por las coordenadas $X = 0 M''$, $Y = M' M''$, $Z = M' M$.

A veces el sistema fotogramétrico de coordenadas se establece así, para que la dependencia matemática entre las coordenadas de los correspondientes puntos del terreno y la foto tenga una forma más simple.

Para la determinación de las coordenadas de los puntos del terreno con la foto, es necesario conocer la posición de la imagen de estos puntos en las fotos, y los elementos de orientación de las mismas.

La posición del punto en la foto se determina en un plano de coordenadas rectangulares $0' x y$ (ver figs. 7.10 y 7.1 a).

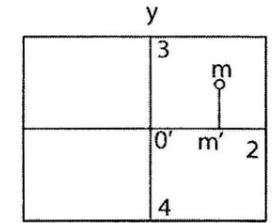


Fig. 7.10. Marcas marginales.

El inicio de estas coordenadas se halla en el punto $0'$, el cual se obtiene por la intersección de las rectas que se unen contrarias a las marcas marginales 1, 2 y 3, 4. Estas marquitas son las imágenes de las marcas marginales colocadas en el plano del marco aplicado de la cámara fotográfica. El eje x se hace coincidir con la recta 1, 2, el eje y con 3, 4.

La posición del punto de la foto "m" en el sistema $0' x y$ se determina por las coordenadas $x = 0' m'$, $y = m' m$.

7.3. Coordenadas espaciales de los puntos de la foto

Con anterioridad tratamos sobre las coordenadas planas de los puntos de la foto. Además de estas coordenadas, en fotogrametría se utilizan las coordenadas espaciales rectangulares.

El inicio de estas coordenadas se halla en el punto de proyección "S", y los ejes de coordenadas son paralelos a los ejes correspondientes del sistema fotogramétrico de coordenadas 0xyz (ver fig. 7.11).

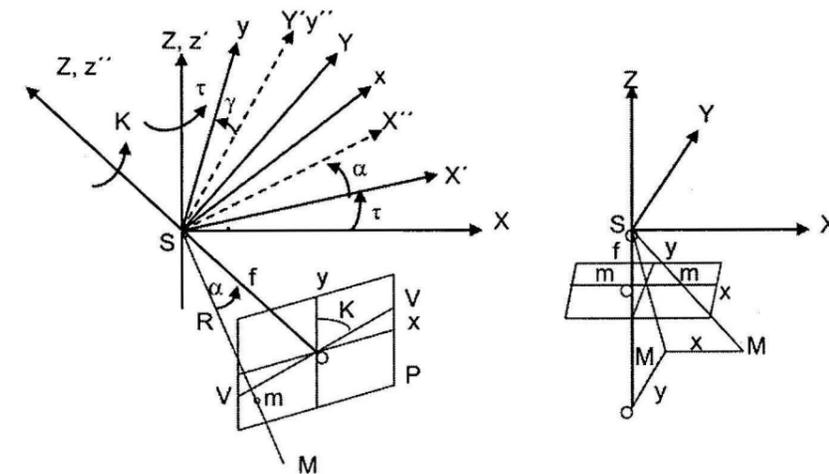


Fig. 7.11. Representación de las coordenadas espaciales de los puntos de la foto.

Señalamos las coordenadas espaciales "m" de la foto en el sistema SXYZ por $X' Y' Z'$.

Ellas se pueden hallar por las coordenadas planas XY, si son conocidos los elementos de la orientación interna f, x_0 y y_0 y los elementos angulares de la orientación externa τ, α y κ .

Para obtener una dependencia entre las coordenadas planas y espaciales del punto de la foto, se introduce un sistema auxiliar de coordenadas SXYZ, donde los ejes X y Y son paralelos a los ejes correspondientes del sistema 0XY, y el eje Z coincide con el rayo principal S_0 .

Señalamos las coordenadas del punto "m" en el sistema SXYZ como XYZ. Es evidente que para cualquier punto de la foto $Z = -f$.

Para el cálculo de las coordenadas X' Y' Z' se emplean las fórmulas de geometría analítica, donde:

$$\left. \begin{aligned} X' &= a_1(x - x_0) + a_2(y - y_0) - a_3f \\ Y' &= b_1(x - x_0) + b_2(y - y_0) - b_3f \\ Z' &= c_1(x - x_0) + c_2(y - y_0) - c_3f \end{aligned} \right\} \quad (7.3)$$

donde:

a_i : Cosenos de los ángulos formados por el eje X con los ejes XYZ.

b_i : Cosenos de los ángulos formados por el eje Y con los ejes XYZ.

c_i : Cosenos de los ángulos formados por el eje Z con los ejes XYZ (ver tabla 7.1).

Tabla 7.1. Cosenos directores formados por sus respectivos ejes

Ejes	x	y	Z
X	A_1	a_2	a_3
Y	B_1	b_2	b_3
Z	C_1	c_2	c_3

El sistema de las fórmulas (7.3) permite llevar de coordenadas planas de los puntos de la foto a coordenadas espaciales.

Si queremos llevar de coordenadas espaciales a coordenadas planas de la foto, entonces se utilizarán las fórmulas siguientes:

$$\left. \begin{aligned} x - x_0 &= a_1X' + b_1Y' + c_1Z' \\ y - y_0 &= a_2X' + b_2Y' + c_2Z' \\ Z &= a_3X' + b_3Y' + c_3Z' \end{aligned} \right\} \quad (7.4)$$

Los cosenos a_i , b_i y c_i se llaman cosenos directores, por que ellos determinan la posición mutua de dos sistemas de coordenadas SXYZ y sxyz:

$$\left. \begin{aligned} a_1^2 + a_2^2 + a_3^2 &= 1 & a_1b_1 + a_2b_2 + a_3b_3 &= 0 \\ b_1^2 + b_2^2 + b_3^2 &= 1 & b_1c_1 + b_2c_2 + b_3c_3 &= 0 \\ c_1^2 + c_2^2 + c_3^2 &= 1 & c_1a_1 + c_2a_2 + c_3a_3 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (7.5)$$

7.3.1. Determinación de los cosenos directores

Los cosenos directores son funciones de los elementos angulares de la orientación interna α , τ y κ . Como estos ángulos son los ángulos de Euler, entonces no es difícil obtener las fórmulas que expresan nueve cosenos a través de tres parámetros α , τ y κ . Luego giramos el sistema de coordenadas SXYZ con los ángulos α , τ y κ (ver fig.7.11).

El primer giro alrededor del eje Z a un ángulo t transforma el sistema SXYZ en un sistema $Sx'y'z'$. Se escriben los ángulos entre los ejes XYZ y $x'y'z'$ (ver tabla 7.2).

Tabla 7.2. Primera transformación del sistema de coordenadas

Ejes	x'	y'	z'
X	τ	$\frac{\pi}{2} + \tau$	$\frac{\pi}{2}$
Y	$\frac{\pi}{2} - \tau$	τ	$\frac{\pi}{2}$
Z	$\frac{\pi}{2}$	$\frac{\pi}{2}$	0

El segundo giro alrededor del eje Y' a un ángulo α transforma el sistema de coordenadas $Sx'y'z'$ en sistema de coordenadas $S'x''y''z''$. Se escriben los ángulos entre los ejes $x'y'z'$ y $x''y''z''$ (ver tabla 7.3).

Tabla 7.3. Segunda transformación del sistema de coordenadas

Ejes	x''	y''	z''
X''	α	$\frac{\pi}{2}$	$\frac{\pi}{2} + \alpha$
Y''	$\frac{\pi}{2}$	0	$\frac{\pi}{2}$
Z''	$\frac{\pi}{2} - \alpha$	$\frac{\pi}{2}$	α

El tercer giro alrededor del eje Z'' a un ángulo κ permite hacer coincidir el sistema de coordenada $Sx''y''z''$ con el sistema Sx y z . A este giro le corresponden los ángulos entre los ejes x'' , y'' , z'' y x y representados en la tabla 7.4.

Tabla 7.4. Tercera transformación del sistema de coordenadas

Ejes	x	Y	z
X''	κ	$\frac{\pi}{2} + \kappa$	$\frac{\pi}{2}$
Y''	$\frac{\pi}{2} - \kappa$	κ	$\frac{\pi}{2}$
Z''	$\frac{\pi}{2}$	$\frac{\pi}{2}$	0

Las fórmulas para determinar los cosenos directores son las siguientes:

$$\begin{aligned} a &= \cos\tau \cos\alpha \cos\kappa - \sin\tau \sin\kappa \\ a_1 &= -\cos\tau \cos\alpha \sin\kappa - \sin\tau \cos\kappa \\ a_2 &= -\cos\tau \sin\alpha \\ b_1 &= \sin\tau \cos\alpha \cos\kappa + \cos\tau \sin\kappa \\ b_2 &= -\sin\tau \cos\alpha \sin\kappa + \cos\tau \cos\kappa \\ b_3 &= -\sin\tau \sin\alpha \\ c_1 &= \sin\alpha \cos\kappa \\ c_2 &= \sin\alpha \sin\kappa \\ c_3 &= \cos\alpha \end{aligned}$$

7.3.2. Dependencia entre las coordenadas de los puntos del terreno y de la foto

Supongamos que desde el punto S se obtiene la foto P (ver fig. 7.12).

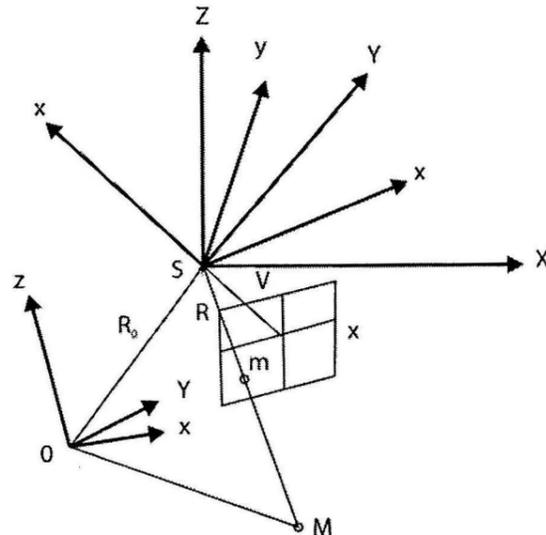


Fig. 7.12. Dependencia entre las coordenadas de los puntos del terreno y de la foto.

El punto M del terreno se reflejó en punto m. Se exige hallar la dependencia entre las coordenadas de los puntos.

La posición del punto de la fotografía con respecto al inicio "0" lo determina el vector \bar{R}_0 o las coordenadas x_0, y_0 y z_0 . La posición del punto "M" con respecto al mismo comienzo de las coordenadas la determina el vector \bar{R}_0 , o las coordenadas x, y, z . La posición del punto "m" con respecto al punto S lo determina el vector \bar{R}'_0 , o las coordenadas x', y', z' .

Los vectores \bar{R}'_0 y $SM = \bar{R}_0 - \bar{R}'_0$ son colineales, por eso se puede decir que:

$$\bar{R}'_0 = m (\bar{R}_0 - \bar{R}'_0) \quad (7.7)$$

donde:

m : Escala del plano.

Como las componentes (coordenadas) de estos vectores son proporcionales, entonces se puede escribir que:

$$\frac{x-x_0}{x'} = \frac{y-y_0}{y'} = \frac{z-z_0}{z'}$$

o teniendo en cuenta que:

$$\begin{aligned} x' &= a_1(x-x_0) + a_2(y-y_0) - a_3f \\ y' &= b_1(x-x_0) + b_2(y-y_0) - b_3f \\ z' &= c_1(x-x_0) + c_2(y-y_0) - c_3f \end{aligned}$$

Obtenemos:

$$x-x_0 = (z-z_0) \frac{a_1(x-x_0) + a_2(y-y_0) - a_3f}{c_1(x-x_0) + c_2(y-y_0) - c_3f}$$

$$y-y_0 = (z-z_0) \frac{b_1(x-x_0) + b_2(y-y_0) - b_3f}{c_1(x-x_0) + c_2(y-y_0) - c_3f} \quad (7.8)$$

De acuerdo con la fórmula (7.8) podemos decir que una foto permite formar dos ecuaciones con tres coordenadas desconocidas X, Y, Z del punto del terreno (para cada punto representado en él). De esto se desprende que los datos de una foto no son suficientes para la determinación de la posición del punto del terreno.

Las coordenadas del punto del terreno se pueden hallar por una sola foto o un caso particular, cuando la altura de la fotografía $H = Z_0 - Z$ es conocida. Prácticamente esto puede ser cuando el terreno casi no se diferencia del plano horizontal.

Del sistema de ecuaciones (7.8) se observa que las coordenadas del punto del terreno dependen de las coordenadas de su representación en la foto, y también de los elementos de la orientación interna y externa.

Veremos la dependencia entre las coordenadas de los puntos correspondientes del terreno y la foto horizontal. En este caso los elementos angulares de la orientación externa de la foto $a = t = k = 0$. Los ejes de coordenadas x, y son paralelos a los ejes X, Y (ver fig. 7.12); por lo tanto, $X_0 = Y_0 = Z_0 = 0, x_0 = y_0 = z_0 = 0$.

De acuerdo a (7.6) los cosenos directores $a_1 = b_2 = c_3 = 1$, y los demás son iguales a cero. Por eso las fórmulas (7.8) toman la forma siguiente:

$$X = H \frac{x}{f}; Y = H \frac{y}{f} \quad (7.9)$$

Estas fórmulas se pueden obtener de los triángulos semejantes $MM'S, mm's$ y $M'OS, m'o's$.

Si la foto es inclinada, entonces $\alpha \neq 0, \tau = 90^\circ, \kappa = 0, X_0 = Y_0 = Z_0 = 0, x_0 = y_0 = z_0 = 0$. Sin tener en cuenta las demostraciones, las coordenadas X y Y se pueden escribir así:

$$X = H \frac{x}{f \cos\alpha - y \sin\alpha}; Y = H \frac{y}{f \cos\alpha - y \sin\alpha} \quad (7.10)$$

Las fórmulas que expresan la dependencia entre las coordenadas de los puntos correspondientes del terreno y de la foto, frecuentemente, son llamadas fórmulas de transformación de coordenadas.

7.4. Fórmula general de la escala de la foto aérea

En el estudio de la escala de la foto tendremos en cuenta que en ella viene representado el terreno plano horizontal. En este caso, la causa del cambio de la escala de la foto es debido a la desviación del eje óptico de la cámara fotográfica de su posición vertical.

Para la determinación de la escala de la foto en cualquier punto, por ejemplo, en el punto "m" (ver fig.7.13) en dirección a j, es necesario coger la relación del segmento pequeño saliente de este punto y ubicarlo en la dirección dada, dividido con el segmento correspondiente en el terreno, es decir, $\frac{1}{m} = \frac{dl}{dL}$

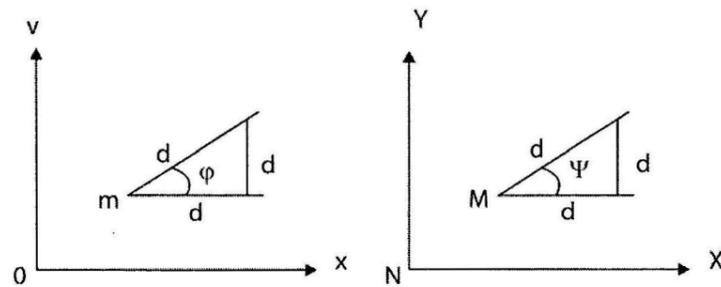


Fig.7.13. Determinación de la escala de la foto.

Señalando la proyección de los segmentos dl y dL en sus ejes de coordenadas correspondientes como dx, dy, dX, dY, tenemos:

$$\frac{1}{m} = \frac{dx}{\cos \varphi \sqrt{dx^2 + dy^2}} \quad (a)$$

Luego, empleamos las fórmulas siguientes:

$X = H \frac{x}{f \cos \alpha - y \sin \alpha}$ $Y = H \frac{y}{f \cos \alpha - y \sin \alpha}$; que expresan la dependencia de las coordenadas de los puntos correspondientes "M" y "m". Después de la diferenciación de estas expresiones, hallamos:

$$dX = H \frac{f \cos \alpha - y \sin \alpha + a \sin \alpha \tan \varphi}{(f \cos \alpha - y \sin \alpha)^2} dx$$

$$dY = H \frac{f dy}{(f \cos \alpha - y \sin \alpha)^2} = H \frac{f \tan \varphi}{(f \cos \alpha - y \sin \alpha)^2} dx$$

Si situamos los valores dX y dY en la ecuación (a), después de las transformaciones sencillas obtenemos finalmente:

$$\frac{1}{m} = \frac{f}{H} K^2 \left[(K \cos \varphi + c \sin \varphi)^2 + \sin^2 \varphi \right]^{-1/2} \quad (7.11)$$

donde:

$$\left. \begin{aligned} K &= \cos \alpha - \frac{y}{f} \sin \alpha \\ c &= \frac{x}{f} \sin \alpha \end{aligned} \right\} \quad (7.12)$$

Estos valores son constantes para el punto dado de la foto.

Del resultado de las fórmulas podemos resumir que la escala de la foto depende de la distancia focal de la cámara fotográfica, de la altura de la fotografía, del ángulo de inclinación de la foto, de la posición del punto, el cual es cogido del elemento pequeño dl y también de la dirección de este elemento.

La dirección j_{φ} correspondiente a los valores máximo y mínimo de las escalas en el punto dado de la foto, se puede hallar por la fórmula siguiente:

$$\tan 2\varphi_D = \frac{2KC}{K^2 - C^2 - 1} \quad (7.13)$$

La fórmula anterior se obtiene de la expresión (7.11) como regla de determinación de los valores límites de la función.

Supongamos que desde un punto cualquiera de la foto en direcciones diferentes se trazan los valores diferentes de la escala. La línea que une los extremos de los segmentos trazados toma la forma de elipse de las desviaciones de las escalas. En este caso los semiejes pequeños y grandes de la elipse representan los valores límites de las escalas en el punto dado.

En la fig.7.14 se muestra la foto de diferentes puntos en los que fueron construidas las elipses de las desviaciones de las escalas. Las medidas de las fotos son: 24 cm x 18 cm, $a = 30^\circ$, $k = 0$, $f = 200$ mm. El valor de la escala en el punto de las desviaciones nulas es 1.

Esta construcción nos da una vista de las desviaciones de la escala en el límite de toda la foto.

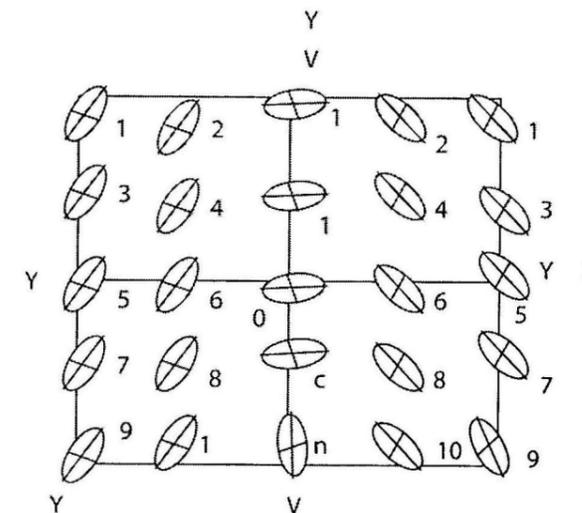


Fig.7.14. Elipse de las desviaciones de la escala.

Para las fotos que tienen otros valores del ángulo de inclinación y de la distancia focal, las elipses de las desviaciones de la escala tendrán otra forma diferente a las de la fig. 7.14, pero el carácter general de extensión de las desviaciones se conserva.

Hallamos los valores de la escala de la foto para diferentes casos.

1. La escala de la foto horizontal ($a = 0$).

En este caso $k = 1$ y $C = 0$ y la fórmula (7.11) tendrá la forma siguiente:

$$\frac{1}{m} = \frac{f}{H} \quad (7.14)$$

De esta manera, la escala de la foto horizontal del terreno es una magnitud constante.

2. La escala de la foto inclinada en el punto de las desviaciones nulas $\left(X = 0; Y = f \tan \frac{\alpha}{2} \right)$

Sustituyendo estos valores de las coordenadas del punto de las desviaciones nulas en la fórmula (7.12) obtenemos que $k = 1, C = 0$, luego por la fórmula (7.11) hallamos $\frac{1}{m} = \frac{f}{H}$, es decir, que la escala de la foto inclinada en el punto de las desviaciones nulas es igual a la escala de la foto horizontal. Por eso la escala en este punto se llama escala principal de la foto.

3. Escala de la foto inclinada en el punto principal ($X = 0, Y = 0$), $k = \cos \alpha, C = 0$.

$$\frac{1}{m} = \frac{f}{H} \frac{\cos^2 \alpha}{\sqrt{1 - \sin^2 \alpha \cos^2 \varphi}} \quad (7.15)$$

La escala en el punto principal es menor que la escala principal.

4. Escala en el punto del nadir ($X = 0, Y = -f \tan \alpha$).

$$k = \frac{1}{\cos \alpha}, C = 0 \quad \frac{1}{m} = \frac{f}{H \cos \alpha \sqrt{1 - \sin^2 \alpha \cos^2 \varphi}} \quad (7.16)$$

Esta ecuación muestra que la escala en el punto del nadir es mayor que la escala principal.

3. Escala de la foto planimétrica. El ángulo de inclinación de la foto planimétrica a veces es menor de 3° , por eso la expresión (7.12) se puede transformar:

$k = 1 - \frac{Y \alpha}{f \rho}, C = \frac{X \alpha}{f \rho}$, sustituyendo k y C en la fórmula (7.11) obtenemos la escala de la foto planimétrica en el punto arbitrario en dirección a j :

$$\frac{1}{m_{media}} = \frac{f}{H} \left\{ 1 - \frac{\alpha}{f \rho} \left[Y(1 + \sin^2 \varphi) + \frac{1}{2} X \sin 2\varphi \right] \right\} \quad (7.17)$$

La escala media de la foto planimétrica en el punto arbitrario será:

$$\frac{1}{m_{media}} = \frac{f}{H} \left(1 - \frac{3Y}{2f} \left(\frac{\alpha}{\rho} \right) \right) \quad (7.18)$$

Se notan dos horizontales en la foto planimétrica determinadas por las coordenadas:

$Y = \pm a$ (ver fig. 7.16).

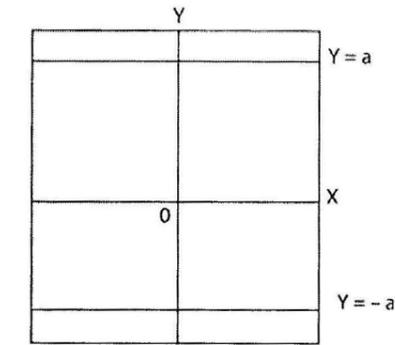


Fig. 7.15. Horizontales de la foto planimétrica.

De acuerdo a la fórmula (7.18) la escala en los puntos de la primera horizontal ($Y = a$), se diferencia de la escala en los puntos de la segunda horizontal ($Y = -a$), y de la escala principal de la foto $f:H$. La media aritmética de las escalas medias para estas dos horizontales simétricas es igual a la escala principal de la foto, entonces, podemos considerar que la escala media de la foto principal en la zona limitada por las horizontales simétricas, es igual a $f:H$.

7.4.1. Dependencia entre los ángulos en el terreno y en la foto

Hallamos el valor del ángulo ψ en el terreno correspondiente al ángulo φ en la foto (ver fig. 7.14).

De la figura tenemos que $\tan \psi = \frac{dY}{dX}$. Sustituyendo los valores dY y dX obtenemos:

$$\tan \psi = \frac{f \tan \varphi}{f \cos \alpha (x \tan \varphi Y) \sin \alpha} \quad (7.19)$$

Ahora veremos los casos particulares:

1. La foto horizontal ($\alpha = 0$). En este caso $\tan \psi = \tan \varphi$, (no hay desviaciones angulares).
2. El vértice del ángulo en la foto en el punto de las desviaciones nulas ($X = 0, Y = -f \tan \frac{\alpha}{2}$). Sustituyendo estos valores en la fórmula (7.19) se obtiene que $\tan \psi = \tan \varphi$ (no hay desviaciones angulares).
3. El vértice del ángulo j en el punto principal de la foto ($X = 0, Y = 0$): $\tan \psi = \frac{\tan \varphi}{\cos \alpha} \quad (7.20)$
4. El vértice del ángulo j en el punto del nadir ($X = 0, Y = -f \tan \alpha$): $\tan \psi = \cos \alpha \tan \varphi$

Hallamos la diferencia de los ángulos j y ψ , llamada desviación angular:

$$\tan(\varphi - \psi) = \frac{\tan \varphi - \tan \psi}{1 + \tan \varphi \tan \psi}$$

Sustituyendo en esta ecuación $\tan \psi$ de la fórmula (7.20), obtenemos que:

$$\tan(\varphi - \psi) = \frac{(X \tan \varphi - Y) \sin \alpha - 2f \sin^2 \frac{\alpha}{2}}{(X \tan \varphi - Y) \sin \alpha + f \cos \alpha (1 + \tan^2 \varphi)} \tan \varphi \quad (7.21)$$

De acuerdo a la fórmula (7.21), la desviación angular será igual a 0 en los casos siguientes:

1. $\alpha = 0$; f, φ, X, Y son arbitrarios.
2. $\varphi = 0$; α, f, X, Y son arbitrarios.
3. $X = 0, Y = f \tan \frac{\alpha}{2}$, α, φ, f son arbitrarios.
4. $X = 0, Y = 90^\circ - \alpha, f, Y$ son arbitrarios.

7.5. Desviaciones lineales de la foto

Analicemos ahora las desviaciones lineales en la foto, producidas por su inclinación.

Supongamos que la foto inclinada P y la foto horizontal P⁰ tienen un centro común de proyección S (ver fig. 7.16).

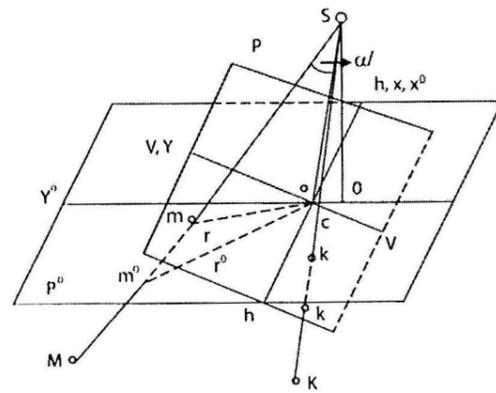


Fig. 7.16. Desviaciones lineales de la foto.

En este caso las fotos se cortan con la horizontal hh, que pasa por el punto de las desviaciones nulas C, en el cual la recta SC es la bisectriz del ángulo de inclinación de la foto, y las distancias focales de los fotos P y P⁰ son iguales.

Simbolizamos a M y M⁰ como la imagen del punto del terreno en las fotos inclinadas y horizontales. Trazamos los radios vectores R y R⁰ desde el punto de C hasta los puntos M y M⁰. Los ángulos formados por R y R⁰ con la línea hh son iguales. Por eso si la foto P se gira alrededor de la horizontal hh y la hacemos coincidir con la foto P⁰, entonces el radio vector R coincide con R⁰, y el punto M de la foto inclinada quedará desplegada con respecto al punto M⁰ de la foto horizontal por el radio vector (ver fig. 7.17).

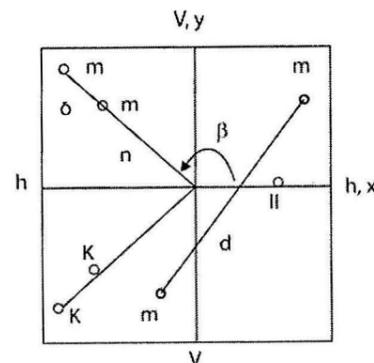


Fig. 7.17. Desplazamiento radial de los puntos en una foto inclinada.

La inclinación de la foto conlleva a un desplazamiento radial de los puntos. El punto M se encuentra arriba de la línea de la escala sin alteraciones, durante la inclinación de la foto se aproxima hacia el punto de las desviaciones nulas C.

El punto K se encuentra debajo de la línea hh, y se aleja del punto C. El punto C se encuentra en la línea de la escala sin alteraciones y ocupa una posición igual en las fotos inclinadas y horizontales. El desplazamiento de los puntos se debe a que la escala de la foto inclinada es una magnitud variable: arriba de la línea de la escala sin variación va a ser menor que la escala de la foto horizontal f:H, debajo de la línea hh será mayor que f:H, y en la línea hh es igual a f:H.

Por tanto, el punto C en la foto P es el comienzo de las coordenadas. Simbolizamos a X y Y como coordenadas del punto M en la foto P y a X⁰, Y⁰ las coordenadas del punto M⁰ en el plano de la escala f:H.

Utilizamos las fórmulas siguientes:

$$X = H \frac{x}{f \cos \alpha - y \operatorname{sen} \alpha}, \quad Y = H \frac{y}{f \cos \alpha - y \operatorname{sen} \alpha} \quad (7.22)$$

Luego escribimos:

$$X = (H-h) \frac{x}{f \cos \alpha - y \operatorname{sen} \alpha} = H \frac{x^0}{f} \quad (7.23)$$

$$Y = (H-h) \frac{y}{f \cos \alpha - y \operatorname{sen} \alpha} = H \frac{y^0}{f} \quad (7.24)$$

donde:

X y Y: Coordenadas en el punto M (comienzo de las coordenadas en el punto C correspondiente al punto de las desviaciones nulas).

H: Altura de la fotografía con respecto al plano horizontal E.

h: Desnivel del punto M sobre el plano E (ver fig. 7.18).

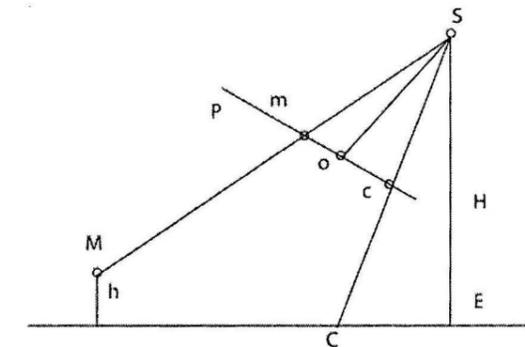


Fig. 7.18. Altura de la fotografía con respecto al plano horizontal.

De la igualdad (b) tenemos:

$$\left. \begin{aligned} X^0 &= \left(1 - \frac{h}{H}\right) f \frac{x}{f \cos \alpha - y \operatorname{sen} \alpha} \\ Y^0 &= \left(1 - \frac{h}{H}\right) f \frac{y}{f \cos \alpha - y \operatorname{sen} \alpha} \end{aligned} \right\} \quad (7.25)$$

Las fórmulas permiten llevar de coordenadas del punto d , la foto inclinada a coordenada de punto correspondiente del plano de la escala $f:H$, si son conocidas los elementos de orientación de la foto y el desnivel del punto del terreno horizontal.

Hallamos la dependencia entre los segmentos correspondientes en el plano y en la foto inclinada. Supongamos que X_1^0, Y_1^0 y X_2^0, Y_2^0 sean las coordenadas de los extremos del segmento $m_1^0 m_2^0$ en la foto inclinada (Fig. 7.18) utilizando sus fórmulas (7.22) obtenemos:

$$X_1^0 = \left(1 - \frac{h_1}{H}\right) \frac{x_1}{1 - \frac{y_1}{f \cos \alpha} \operatorname{sen} \alpha}, \quad X_2^0 = \left(1 - \frac{h_2}{H}\right) \frac{x_2}{1 - \frac{y_2}{f \cos \alpha} \operatorname{sen} \alpha} \quad (7.26)$$

$$Y_1^0 = \left(1 - \frac{h_1}{H}\right) \frac{y_1}{1 - \frac{y_1}{f \cos \alpha} \operatorname{sen} \alpha}, \quad Y_2^0 = \left(1 - \frac{h_2}{H}\right) \frac{y_2}{1 - \frac{y_2}{f \cos \alpha} \operatorname{sen} \alpha}$$

La distancia d^0 se halla por la fórmula siguiente:

$$\alpha^0 = m_1^0 m_2^0 = \sqrt{(x_2^0 - x_1^0)^2 + (y_2^0 - y_1^0)^2} \quad (7.27)$$

Si $h = 0$, entonces d^0 se puede escribir de la forma siguiente:

$$d^0 = \frac{d}{\left(1 - \frac{y_1}{f \cos \alpha} \operatorname{sen} \alpha\right) \left(1 - \frac{y_2}{f \cos \alpha} \operatorname{sen} \alpha\right)} \left\{ 1 + \left[(x_1 y_2 - x_2 y_1)^2 \operatorname{sen} \alpha + 2(x_2 - x_1)(x_1 y_2 - x_2 y_1) \right] \frac{\operatorname{sen} \alpha}{f^2 d^2} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (7.28)$$

Veremos un caso particular.

El segmento d se encuentra situado en la línea de la escala sin desviaciones hh . En este caso $y_1 = y_2 = 0$ y $d^0 = d$, entonces los segmentos correspondientes en las fotos inclinadas y horizontales son iguales.

El segmento se encuentra en la vertical principal CU ($X_1 = X_2 = 0$) y

$$d^0 = \frac{d}{\left(1 - \frac{y_1}{f \cos \alpha} \operatorname{sen} \alpha\right) \left(1 - \frac{y_2}{f \cos \alpha} \operatorname{sen} \alpha\right)} \quad (7.29)$$

En este caso $d < d^0$, si el segmento se encuentra en la parte superior de la vertical, y viceversa.

El segmento no es más que un radio vector que une al punto de desviaciones nulas con el punto arbitrario de la foto inclinada.

($X_1 = Y_1 = 0, X_2 = X_1, Y_2 = Y_1, d = r, d^0 = r^0$)

$$r^0 = \frac{f}{f \cos \alpha - y \operatorname{sen} \alpha} r \quad (7.30)$$

Sustituyendo el valor $y = r \operatorname{sen} \varphi$ tenemos:

$$r^0 = \frac{f}{f \cos \alpha - r \operatorname{sen} \alpha \operatorname{sen} \varphi} \quad (7.31)$$

Luego hallamos el desplazamiento del punto de la foto δ_2 , provocado por el ángulo de inclinación α , después en la fórmula (7.28) sustituimos r por $r - \delta_r$, y resolvemos la ecuación con respecto a δ_r .

$$dr = -\frac{r^2 \operatorname{sen} \varphi \operatorname{sen} \alpha}{f \cos \alpha - r \operatorname{sen} \alpha \operatorname{sen} \varphi} \quad (7.32)$$

El ángulo de inclinación de la foto siempre será positivo. El signo de d_r depende del signo del seno del ángulo φ . En los valores positivos del seno, es decir cuando R es orientada hacia el punto que se encuentra en la parte superior de la línea de la escala de desviaciones nulas, la magnitud d_r es negativa ($r < r^0$).

En el valor negativo $\operatorname{sen} \varphi$, es decir cuando R está orientada hacia el punto situado debajo de la línea de la escala de desviaciones nulas, el desplazamiento δ_r será positivo ($r > r^0$). Cuando $\varphi = 0^\circ$ o 180° , $\delta_r = 0$ y $r = r^0$.

Si la foto es planimétrica, entonces la fórmula (7.32) se puede simplificar como sigue:

$$\delta_r = -\left(\frac{r^2}{f}\right) \frac{\alpha}{\rho} \operatorname{sen} \varphi \quad (7.33)$$

Siendo $\alpha = 3^\circ, \varphi = 90^\circ, r = 70 \text{ mm}$ y $f = 200 \text{ mm}$, obtenemos $\delta_r = -1,3 \text{ mm}$.

De la fórmula podemos escribir que:

$$\delta_{r_{\max}} = \frac{r^2 \max\left(\frac{\alpha}{\rho}\right)}{f} \quad (7.34)$$

7.5.1. Desplazamiento de los puntos en la foto provocado por el relieve del terreno

Supongamos que en la foto el punto a es la imagen de un punto de contorno cualquiera del terreno A , que tiene un desnivel h sobre el plano horizontal E , con relación al cual se determina la altura de la fotografía H (ver fig. 7.19).

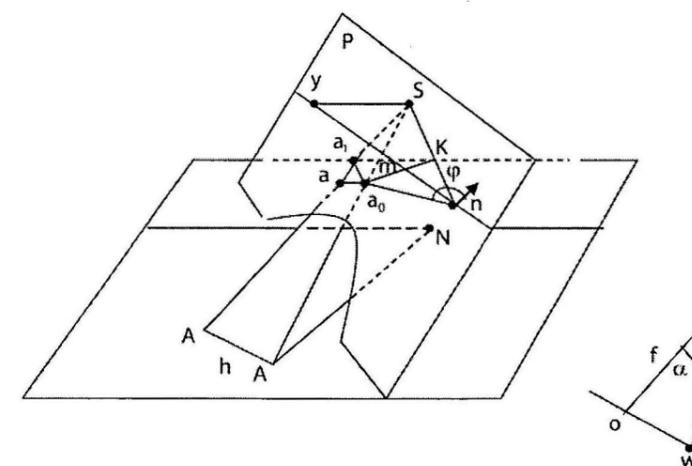


Fig. 7.19. Determinación de la altura de la fotografía.

Se toma n como punto del polo, y la horizontal como eje polar. Las coordenadas polares del punto a es el radio vector $r = na$ y el ángulo polar φ .

Trazamos desde el punto S un rayo proyectante R hacia el punto A_0 , que es la proyección ortogonal del punto A , en plano horizontal.

El rayo SA_0 intercepta el plano de la foto en el punto a_0 , situado en el radio vector r , de manera tal que el segmento aa_0 se puede estudiar como perspectiva de la línea vertical h .

Si el punto A se encontrara en plano horizontal, entonces su imagen se hubiera obtenido en el punto a_0 . Realmente el punto tiene un desnivel h a causa que de su imagen se desplaza a lo largo del radio vector en el punto a . Como el punto es escogido arbitrariamente, hacemos la conclusión de que el relieve del terreno provoca un desplazamiento de los puntos del contorno de la foto aérea, en las direcciones del radio que pasa por el punto.

Siendo $h > 0$ los puntos se separan, y cuando $h < 0$ los puntos se acercan hacia el punto del radio.

Simbolizamos el desplazamiento por δ_h . Trazamos desde el punto a_0 la horizontal hasta encontrarse con la vertical principal, y la recta paralela A_0N hasta la intersección con la línea SN ; los puntos obtenidos, K y M , los unimos con la recta, que será perpendicular a SN . Trazamos desde el punto a_0 una recta vertical hasta interceptarse con el rayo SA en el punto a' . El triángulo $a'a_0$ es semejante al triángulo SON y por eso $\frac{\delta_h}{a'a_0} = \frac{r}{Sn}$

$$\text{donde } \delta_h = \frac{ra'a_0}{Sn} \quad (7.35)$$

De los triángulos semejantes SAA_0 y $Sa'a_0$, SA_0N y SA_0K tenemos:

$$\frac{a'a_0}{h} = \frac{SK}{H} \text{ y } a'a_0 = \frac{h}{H} SK, \text{ pero } SK = Sn - kn, Sn = \frac{f}{\cos \alpha}$$

De los triángulos rectángulos a_0mn y mkn tenemos $kn = (r - \delta_h) \operatorname{sen} \varphi \operatorname{sen} \alpha$ y

$$a'a_0 = \frac{h}{H} \left[\frac{f}{\cos \alpha} (r - \delta_h) \operatorname{sen} \varphi \operatorname{sen} \alpha \right] \quad (7.36)$$

Sustituyendo las expresiones de $a'a_0$ y Sn de la fórmula (7.35), obtenemos la fórmula de desplazamiento producida por el relieve.

$$\delta_h = \left(\frac{rh}{H} \right) \frac{1 - \frac{r}{2f} \operatorname{sen} \varphi \operatorname{sen} 2\alpha}{1 - \frac{rh}{2Hf} \operatorname{sen} \varphi \operatorname{sen} 2\alpha} \quad (7.37)$$

En la fórmula (7.33) r y j son las coordenadas polares del punto de la foto con el polo en el punto del radio.

Si $r = 0$, entonces $\delta_h = 0$, es decir, el relieve no provoca un desplazamiento del punto del contorno que coincide con el punto del radio.

Cuando $\alpha = 0$, $\delta_h = \frac{rh}{H}$, es decir, en la foto horizontal el desplazamiento de los puntos, determinado por el relieve, desisten.

7.6. Transformación de las fotos

7.6.1. Apuntes generales acerca de los problemas y métodos de transformación

Los problemas fotogramétricos se resuelven más fácil con las fotos horizontales que con las inclinadas. Las fotos horizontales del terreno llano se pueden transformar en planas. Sin embargo acerca de las oscilaciones del avión como resultado del fotolevantamiento aéreo se obtienen fotos inclinadas en lugar de horizontal.

La transformación de la foto inclinada en foto horizontal, según la escala dada, se llama transformación.

La transformación se realiza con el objetivo de eliminar en la foto área el desplazamiento de los puntos de contorno, producido por el ángulo de inclinación de la foto. El desplazamiento producido por el relieve durante la transformación no se elimina, se varía la magnitud del desplazamiento.

La transformación puede ser analítica, geográfica, grafomecánica, fotomecánica, y grafico - óptica. La transformación fotomecánica es la óptica mecánica.

En cada uno de estos métodos, en dependencia de los datos de partida, existen dos casos de transformación de las fotos: con los elementos directos y con los puntos de apoyo.

El método analítico es basado en el cálculo de las coordenadas de los puntos de la foto horizontal con las coordenadas medidas de la foto inclinada. En este caso se utilizan las fórmulas que expresan la dependencia de las coordenadas de los puntos correspondientes en las fotos horizontal e inclinada.

Supongamos que x^0 y y^0 sean las coordenadas de la imagen m^0 del punto M del terreno en la foto horizontal P^0 , obtenida de el punto S (ver fig. 7.20); x , y sean las coordenadas de la imagen de ese mismo punto en la foto inclinada P obtenida también del punto S .

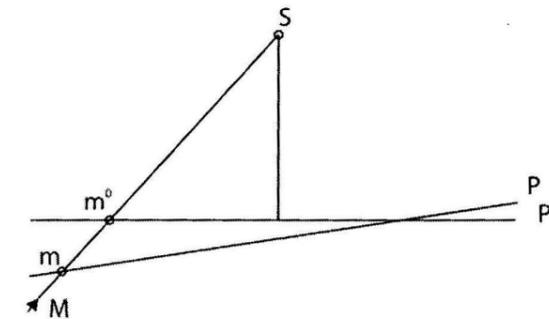


Fig. 7.20. Transformación de la foto inclinada en horizontal.

Empleando la fórmula (7.37) tenemos:

$$X - X_0 = -(Z - Z_0) \frac{x^0}{f} = (Z - Z_0) \frac{a_1(x - x_0) + a_2(y - y_0) - a_3f}{c_1(x - x_0) + c_2(y - y_0) - c_3f} \quad (7.38)$$

$$Y - Y_0 = -(Z - Z_0) \frac{y^0}{f} = (Z - Z_0) \frac{b_1(x - x_0) + b_2(y - y_0) - b_3f}{c_1(x - x_0) + c_2(y - y_0) - c_3f}$$

donde:

$$x^0 = -f \frac{a_1(x - x_0) + a_2(y - y_0) - a_3f}{c_1(x - x_0) + c_2(y - y_0) - c_3f}$$

$$y^0 = -f \frac{b_1(x-x_0) + b_2(y-y_0) - b_3f}{c_1(x-x_0) + c_2(y-y_0) - c_3f} \quad (7.39)$$

El método gráfico permite transformar la foto con los elementos de la orientación externa.

El método fotomecánico está basado en el uso de equipos fototransformadores especiales, en el cual con la foto inclinada, con ayuda del objetivo, se construye en la pantalla la imagen, el cual le corresponden a la foto horizontal. Luego esta imagen se fija en el fotopapel.

En la actualidad, de los métodos enunciados de transformación, los más empleados son los métodos analítico y fotomecánico.

7.6.2. Condiciones geométricas y ópticas de la transformación de la foto

Para obtener la foto horizontal es necesario, en la foto indicada P (ver fig. 7.21), restablecer un haz de los rayos proyectados, existentes en el momento de la fotografía, disponerla con respecto a la pantalla E en la posición en la que se encontraba con respecto al plano horizontal, en el momento del fotolevantamiento aéreo y fijar la imagen construida en la pantalla. La transformación fotomecánica se realiza en los equipos llamados fototransformadores.

Como partes principales del fototransformador tenemos: objetivo S, el chasis K, la pantalla E y la fuente de luz L.

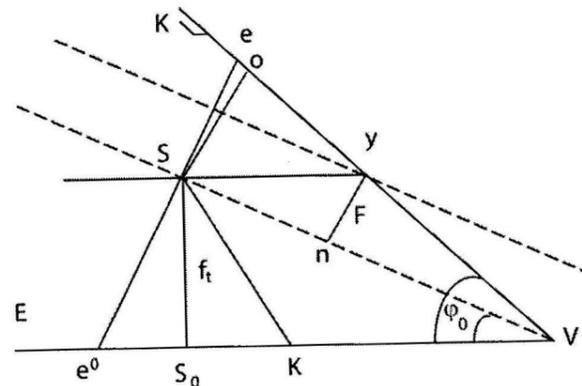


Fig. 7.21. Partes principales del fototransformador.

Para que a la imagen obtenida en la pantalla del fototransformador le correspondiera la foto horizontal y fuera lo suficientemente penetrante, es necesario realizar las condiciones geométricas y ópticas.

Las condiciones geométricas son las siguientes:

1. El segmento S_0 que une el punto de unión del objetivo con el punto principal de la foto debe ser perpendicular al plano, y es igual a la distancia local de foto f ;
2. El ángulo entre la foto y la pantalla debe ser igual al ángulo de inclinación de la foto α , existente en el momento de fotografiar.
3. La vertical principal OY de la foto debe encontrarse en el plano del ángulo α .
4. La distancia $SS_0 = f_t$, desde el punto de unión trasero del objetivo hasta la pantalla debe ser igual a la altura de la fotografía, expresando en la escala dada de la foto transformada $1:t$.

$$f_t = \frac{1}{t} H \quad (7.40)$$

Como $H = fm$, entonces $f_t = \frac{m}{t} f = nf$, donde $\frac{1}{m}$ es la escala principal de la foto inclinada, y $n = \frac{m}{t}$. El coeficiente de transformación de la foto es igual a la relación de las escalas de las fotos transformadas e inclinadas.

Para que la imagen en la pantalla sea penetrante, es necesario realizar las condiciones ópticas:

1. La distancia $d = Se$ desde el punto de unión trasero del objetivo en el eje óptico principal, hasta la foto, y la distancia $d' = Se'$ desde el punto de unión delantero hasta la pantalla, debe satisfacer a la ecuación fundamental de la óptica:

$$\frac{1}{d} + \frac{1}{d'} = \frac{1}{F'} \quad (7.41)$$

donde:

F' : Distancia focal del objetivo de foto transformadora.

2. El plano principal del objetivo debe pasar por la línea de intersección del plano de la foto con el plano de la pantalla. En la fig. 7.21, el ángulo ϕ_L es el ángulo entre el plano principal del objetivo y el plano de la pantalla.

7.6.3. Transformación de las fotos en los puntos de apoyo

La transformación de la foto se puede realizar sin conocer sus elementos de la orientación externa, si son conocidas las coordenadas de no menos de cuatro puntos del contorno del terreno representado en la foto. A estos puntos se les llamará puntos de apoyo y son determinados en el campo como resultado de los trabajos geodésicos, o en el gabinete mediante la densificación de la red geodésica.

La colocación de las partes principales del fototransformador se realiza en los puntos orientados a, b, c, d en la cual se encuentran en el plano de la plancheta en los ángulos correspondientes. Los puntos a_0, b_0, c_0, d_0 son los puntos de apoyo trazados en la pantallas con sus coordenadas en la escala de transformación $1:t$ (ver fig. 7.22).

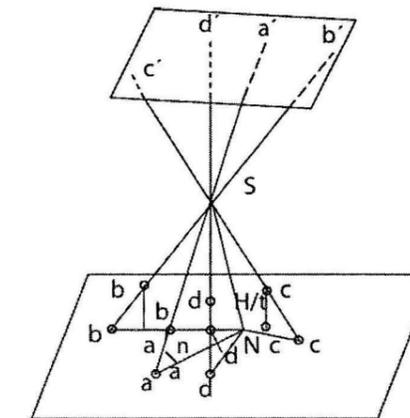


Fig. 7.22. Transformación de la foto.

Para obtener el punto "a" es necesario, en la posición del punto de apoyo a_0 , introducir la corrección del relieve $\delta_r = r \frac{h}{H}$, donde H es la altura de la fotografía sobre el plano horizontal, del cual se calcula el desnivel de los puntos de apoyo, es decir sobre el plano de transformación; r es la distancia en la plancheta desde el punto del nadir S hasta el punto de apoyo.

La altura de la fotografía H se calcula por la fórmula $H = Hobs - Z$, donde: $Hobs$ es la altura de la fotografía sobre la superficie nivelada; Z es la altura del plano de transformación (Z se toma de manera tal que las correcciones por el relieve sean lo más pequeño posible). A veces se calcula como la media de la altura conocida de los puntos del terreno representativos en la foto dada.

Si las correcciones por el relieve son menores que 0,3 mm, entonces no se tendrán en cuenta los puntos de apoyo en la plancheta, y esta se acepta como orientada.

El proceso de transformación en los puntos de apoyo consiste en lo siguiente:

Los puntos de apoyo en el negativo se marcan con aguja y los puntos orientados en la plancheta se marcan con lápiz de punta fina, y se contornea con un semicírculo. El negativo se coloca en el chasis y se centra según las coordenadas de las marcas marginales. Luego el chasis se coloca en el carro de la foto y la plancheta en la pantalla. La pantalla debe ocupar aproximadamente una posición horizontal y se coloca en la escala de no coincidencia (mecanismo para el desplazamiento de la pantalla); las lecturas de esta escala son igual a cero. Luego se hace coincidir la imagen de los puntos de apoyo en la plancheta con los puntos anteriores correspondientes. Para estos tenemos:

- Al girar el chasis se situará la imagen de los puntos de apoyo $2'$ y $4'$ en la línea paralela al eje de giro de la pantalla (ver fig. 7.23, a). Con el desplazamiento de la plancheta en la pantalla se hacen coincidir los puntos orientados 2 y 4 con las proyecciones de los puntos de apoyo $2'$ y $4'$;
- Con la inclinación de la pantalla se trata de hacer coincidir las proyecciones de los puntos de apoyo $1'$ y $3'$ con los puntos orientados correspondientes (ver fig. 7.23, b). Si esto no se logra, entonces al inclinar la pantalla se trata de que los puntos correspondientes $1,1'$ y $3,3'$ se hallen en las rectas paralelas al eje de inclinación a la pantalla;
- Se hace coincidir el chasis y, desplazando la plancheta en la pantalla, de nuevo se hace coincidir la proyección de los puntos de apoyo con los puntos orientados (ver fig. 7.23 a).

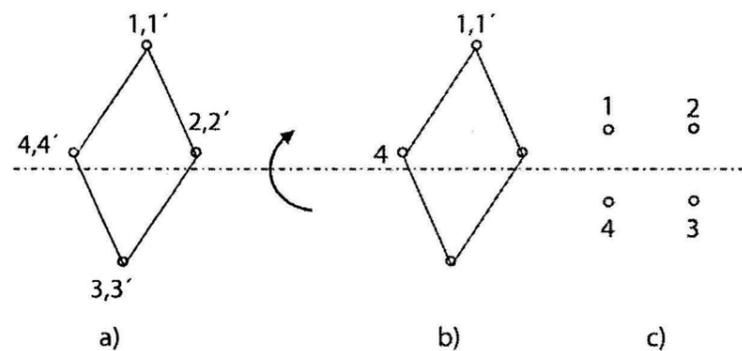


Fig. 7.23. (a, b y c) Proceso de transformación de los puntos de apoyo.

Además de los cuatro puntos de apoyo durante la transformación, se utiliza el quinto punto que se encuentra en el medio de la foto, y está destinado para el control.

La foto de transformación del punto geométrico de la tierra no se diferencia del plano, si el terreno es un plano horizontal. Si el terreno es ondulado o montañoso, en la foto de transformación surge el desplazamiento de los puntos a causa de tal influencia del relieve.

La influencia del relieve se disminuye mediante la transformación por zona.

Se llama zona a la parte del punto transformado en los límites, del cual el desplazamiento por el relieve no es mayor que la magnitud dada.

Los controles de la perfecta transformación sirven de coincidencia de todos los puntos, incluyendo al quinto. La magnitud de la no coincidencia permisible en los puntos laterales es igual $\pm 0,3$ mm, en el control $\pm 0,5$ mm.

7.7. Fototriangulación plana

7.7.1. Aspectos generales

La fototriangulación plana permite determinar en las fotos la posición planimétrica de los puntos del terreno. Ella se emplea para la densificación de la red de apoyo en las regiones llanas y onduladas. Como resultado de la fototriangulación plana, las fotos se garantizan por los puntos de apoyo necesarios para su transformación y para la confección del fotoplano.

Sobre la base de la fototriangulación plana se determina la propiedad de la foto planimétrica, en la cual los ángulos centrales son iguales a los ángulos horizontales correspondientes en el terreno. En este caso, como calidad del punto central se escoge cualquier punto situado en los límites del terreno, con el centro en el punto principal de la foto, y con un radio igual 1:24 partes de la distancia focal de la cámara de fotografiar.

A veces, como vértice de los ángulos centrales, se coge un punto del contorno, fácil de reconocer en las fotos adyacentes.

La fototriangulación plana se subdivide en analítica, gráfica y mecánica.

En la fototriangulación plana analítica, los ángulos centrales se miden en un equipo triangulador radial. En lugar del triangulador radial se puede utilizar el estereocomparador. Los resultados de las mediciones se utilizan para el cálculo de las coordenadas de los puntos de la red.

En la fototriangulación plana gráfica, los ángulos centrales de los fotos se trazan en hojas en colores, las cuales se emplean para la construcción de la red.

La fototriangulación plana analítica es más exacta que la gráfica, y la mecánica.

La fototriangulación plana está basada en la utilización de las propiedades de los ángulos centrales de las fotos, y, frecuentemente, se le llama fototriangulación radial o triangulación radial.

Según el número de rutas que se elaboran para la construcción de la red apoyada en un punto de coordenadas conocidas, existe la triangulación radial de una ruta, de dos rutas y de muchas rutas.

7.7.2. Triangulación radial analítica

Supongamos que P_1, P_2 y P_3 sean fotos planimétricas de una región llana ondulada, con recubrimiento longitudinal de 60% (ver fig. 7.24).

Para la construcción de la red fotogramétrica de la ruta, se escogen en las fotos los puntos centrales 1, 2, 3 y los puntos de enlace $1', 2', 3'$ y $1'', 2'', 3''$.

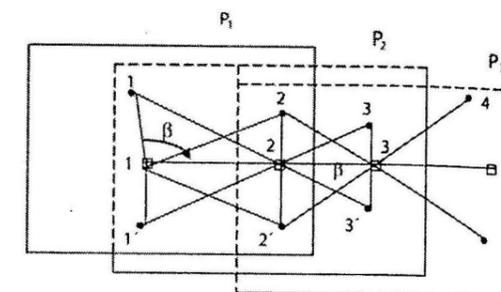


Fig. 7.24. Zona de recubrimiento longitudinal.

Se llama punto de enlace al punto del contorno que se encuentra en la zona de recubrimiento de las tres zonas de las fotos, es decir, la zona general para los estereogramas transpuestos adyacentes.

La dirección del punto central de la foto que pasa por el punto correspondiente al c, punto central de la foto adyacente, se llama inicial.

Si se miden en la foto los ángulos centrales entre las direcciones iniciales y las direcciones de los puntos de enlace, entonces, se pueden hallar las coordenadas de todos los puntos de la red mediante la resolución de las intersecciones directas e inversas.

Por ejemplo, se toma una longitud arbitraria y una posición planimétrica de la base b_1 y aplicando el método de intersección directa desde los puntos 1 y 2 obtenemos los puntos $2'$ y $2''$ y la dirección 2-3. Por el método de intersección inversa hallamos y controlamos la posición de punto 3. Desde la base b_2 con la intersección directa obtenemos los puntos $3'$ y $3''$. Análogamente continuamos la construcción de la red fotogramétrica con otras fotos de la ruta dada. Como resultado de la construcción se obtiene una red libre de la ruta en la escala arbitraria. Para reducirla a la escala dada y orientarla con respecto al sistema de coordenadas geodésicas, es necesario tener no menos dos puntos de apoyo al inicio y al final de la ruta. Las coordenadas geodésicas de estos puntos deben ser conocidas.

Además, estos puntos deben ser identificados y estar comprendidos en la red de la ruta.

7.7.3. Triangulación radial gráfica

La construcción de la red de la ruta de la fototriangulación, con el método gráfico, se comienza con la selección en las fotos de los puntos centrales y de enlace. En calidad de punto central se escoge un punto del contorno que se encuentra en los límites del círculo, con el centro en el punto principal de la foto y con un radio igual a $f:24$.

Los puntos centrales se reconocen en las fotos adyacentes. Los puntos de enlace sirven también como puntos del contorno, situados en las zonas del recubrimiento triple de las fotos. En la red fotogramétrica se incluyen los puntos de apoyo necesarios para su orientación con respecto al sistema de coordenadas geodésicas. Puntos como estos deben ser no menos de dos: uno al comienzo de la ruta y el otro al final. Con el objetivo del control, se utilizan algunos puntos de apoyo complementarios.

En cada foto se prepara un papel de calcar para las direcciones. El papel de calcar se pone en la foto y se marca con un alfiler el punto central y otros escogidos para la construcción de la red.

Luego se traza la dirección en el papel de calcar desde el punto central hasta otros.

En una base transparente, arbitrariamente se marcan con alfiler los puntos 1 y 2, de manera tal que la distancia entre ellos sea mucho menor que la distancia 1:2 en la primera foto (ver fig. 7.24).

Estos puntos se toman con posición planimétrica de los puntos del terreno, pertenecientes a los puntos centrales de la primera y segunda foto.

El primer papel de calcar obtenido de la foto P_1 se pone en la base, se hace coincidir el punto central con el punto 1 y se orienta el papel de calcar de manera tal que con la base 1-2 haya coincidido la dirección inicial correspondiente del papel de calcar. De manera análoga se hace en P_2 .

Como resultado de la intersección de las direcciones correspondientes, se obtiene la posición planimétrica de los puntos $1'$, $2'$ y $1''$ y $2''$. Al mismo tiempo en la base se determina la dirección 2-3 en el punto, el cual le corresponde al punto central de la tercera foto. Los puntos $1'$ y $1''$ se marcan con alfiler en la base.

La posición del punto 3 se obtiene con el tercer papel de calcar mediante la intersección inversa en la dirección 2-3 y en los puntos $2'$ y $2''$. Como en este caso se tiene una dirección excesiva, entonces en caso general, surge el error de cierre. En calidad de posición probable del punto 3 se toma el valor medio de las direcciones 2-3 obtenidas.

Con este punto se hace coincidir el punto central del tercer papel de calcar orientándolo en dirección 3-2. Entonces, en los puntos $2'$ y $2''$ se puede formar un triángulo de error. La posición final de estos puntos sirve como centros de los triángulos de los errores. Se trasladan a la base (ver fig. 7.25).

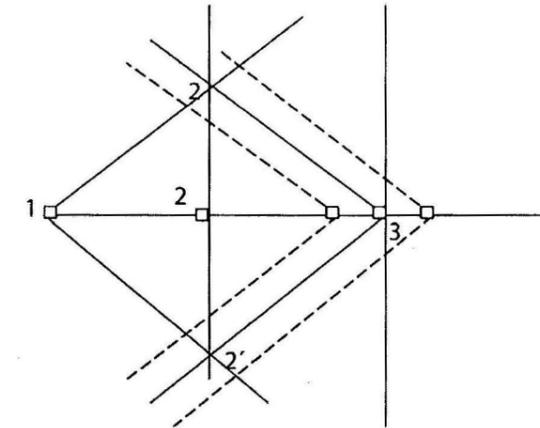


Fig. 7.25. Centro de los triángulos de los errores.

Análogamente se obtiene la posición de los puntos 4 , $4'$ y $4''$ mediante el cuarto papel de calcar de la dirección. Estas construcciones se continúan hasta el final de la ruta y como resultado se confecciona la red libre de la ruta a una escala arbitraria.

Para la reducción de la red a la escala dada y su orientación con respecto al sistema de coordenadas geodésicas, se utiliza el equipo óptico reductor especial. Es un aparato proyector compuesto por objetivo, chasis y pantalla, los planos son paralelos unos a otros.

En el chasis se pone la red de la ruta y en la pantalla se pone la plancheta con los puntos de apoyo.

Se varía la escala de la imagen de la red y la posición de la plancheta en la pantalla y se hacen coincidir los puntos de apoyo situados en la plancheta con las imágenes de los puntos correspondientes de la red. Luego se marcan con aguja, en la plancheta, las imágenes de los puntos determinados de la red. De esta manera, en la plancheta se obtiene la red reducida de la ruta a escala elegida durante el trazado de los puntos de apoyo en la plancheta.

7.8. Fotoplanos y levantamiento con fotos

7.8.1. Apuntes generales

Se llama fotoplano a la representación fotogramétrica del terreno, que satisface por su exactitud las exigencias presentadas el plano.

La ventaja del fotoplano, en comparación con el plano es que tiene una capacidad más alta de información. En el fotoplano más detallado y claro se representan los contornos y los elementos del relieve, como son los pantanos, barrancos, valles, canales etcétera.

Sin embargo, la representación topográfica de los contornos se diferencia de su representación convencional en el plano, y la ausencia de las curvas de nivel en el fotoplano no permite determinar las alturas de los puntos del terreno. Por eso frecuentemente en el fotoplano, en los puntos convencionales, se dibujan las localidades, caminos y otros elementos fundamentales del terreno, y se tragan las curvas de nivel. Este documento que une el fotoplano con la carta se llama fotocarta.

El fotoplano se confecciona con la foto transformada mediante su montaje en la base en los puntos de apoyo, obtenidos en el campo o como resultado de la construcción de la red fotogramétrica.

Los fotoplanos frecuentemente se utilizan como base en la confección de cartas topográficas. En caso contrario se puede variar la carta.

Se llama fotoesquema a la representación fotográfica del terreno, formado por las fotos planimétricas; su exactitud es mucho menor que la del fotoplano. Por eso se utilizan los reconocimientos y otros trabajos que no necesitan alta exactitud de las mediciones. Por ejemplo, en la reglamentación del régimen de tierra, los fotoesquemas sirven para el descifrado de las zonas agrícolas de la determinación aproximada de la distancia y de las áreas y de otras investigaciones.

7.8.2. Confección de los fotoplanos

Los procesos principales para la confección del fotoplano son: la preparación de la base, preparación de las fotos transformadas, el montaje del fotoplano, control y formulación del fotoplano.

Preparación de la base: Con ayuda del coordinatógrafo, en la plancheta se traza la red de coordenadas, los puntos trigonométricos y otros puntos de apoyo obtenidos de la preparación en el campo de las fotos y de la densificación fotogramétrica de la red geodésica.

Preparación de las fotos transformada: Se seleccionan las fotos transformadas por rutas. Se corrige la calidad fotográfica y el color de las fotos. En cada foto se marcan con aguja los puntos de apoyo. Se controla la exactitud de la transformación de las fotos, haciendo coincidir los puntos agujereados con los puntos correspondientes en la plancheta. La tolerancia en la posición de los puntos no debe superar 0,4 mm. En las grandes tolerancias las fotos transformadas se perforan.

El montaje del fotoplano comienza desde la ruta norte, en dirección de izquierda a derecha.

En la base se pone la primera foto, se orienta, se hacen coincidir los centros de los puntos agujereados con los puntos correspondientes de la base y se le instala pesitas. Análogamente se pone en la base la segunda foto y se analiza la coincidencia de los contornos en el medio del recubrimiento de ambas fotos.

Con una aguja fina se marcan los contornos precisos de la foto de arriba, de manera tal que ellos dejen huellas en la foto de abajo.

La desviación de estas huellas de los contornos correspondientes en la foto de abajo no debe superar 0,6 mm. Luego con un escalpelo agudo se cortan ambas fotos en el medio del recubrimiento. La línea de la cortadura debe pasar por los contornos que no tienen un gran valor, evitando, según la posibilidad, las áreas pobladas, los puentes, construcciones, etcétera.

Es conveniente que la línea de corte no intercepte los ángulos agudos del camino, río y de otros objetos. Los recortes de cada foto se guardan para el control del fotoplano. Después de la cortadura de la primera y la segunda foto de la parte correspondiente, se fija en la base. Análogamente se montan las demás fotos de la primera ruta.

Luego se pone en la base la primera y segunda foto de la segunda ruta, orientándola en los puntos de apoyo y en la foto de la primera ruta. Se cortan las fotos primeras por el centro del recubrimiento transversal, y luego por el medio del recubrimiento longitudinal y separando los pedazos de las fotos se pegan a la base.

En ese mismo orden se montan las restantes fotos de la segunda ruta y las fotos de otras rutas.

El control y la formulación del fotoplano y la exactitud se verifican con los puntos de apoyo, las cortaduras y el informe (parte).

El control del fotoplano en los puntos de apoyo consiste en la determinación de la no coincidencia de los centros de los agujeros en las fotos con los puntos de apoyo en la base. Estas no coincidencias no deben superar 0,5 mm en las regiones llanas, y 0,7 mm en las onduladas.

El control del fotoplano en las cortaduras se realiza con ayuda de las calcas de las fotos transformadas. Las calcas se pegan a los cortes correspondientes en el fotoplano y se fijan en ellos una serie de

contornos precisos, de manera tal que las huellas sean visibles en el fotoplano. La no coincidencia de los contornos en las cortaduras no debe superar 1mm en las regiones montañosas.

La calidad fotográfica del fotoplano se controla mediante la comparación visual con un metro patrón. El fotoplano se reproduce por el método fotográfico o tipográfico.

7.8.3. Confección del fotoesquema

El fotoesquema se prepara mucho más rápido que el fotoplano, ya que para su montaje no se exige ni las fotos transformadas, ni los puntos de apoyo. El fotoesquema se confecciona de las fotos planimétricas.

Los fotoesquemas se dividen en: fotoesquema de una ruta y fotoesquema de muchas rutas. El fotoesquema de una ruta se prepara con las fotos de una ruta.

La exactitud del fotoesquema es menor que la exactitud del fotoplano y depende de los ángulos de inclinación de las fotos, del relieve del terreno, de las oscilaciones de la altura de vuelo y de los errores del montaje de las fotos.

Existen dos métodos de montaje de las fotos: en la dirección inicial y en los contornos. El más exacto de ellos es el primero y el más rápido es el segundo.

Si el fotoesquema está destinado para los trabajos de mediciones, entonces las fotos se montan en las direcciones iniciales.

Los fotoesquemas para el reconocimiento, el descifrado y otros trabajos no relacionados con las mediciones, se preparan mediante el montaje de las fotos en los contornos.

Confección del fotoesquema de la ruta en las direcciones iniciales

En todas las fotos de la ruta dada se seleccionan y se fijan los puntos de control y se trazan en las fotos adyacentes.

En las fotos impares se trazan las direcciones iniciales con lápiz, se unen los puntos de control con los puntos que le corresponde a los puntos de control de las fotos adyacentes. En medio de los recubrimientos longitudinales, cerca de las direcciones iniciales, se fijan, en cada punto de control K_1 , K_2 , etcétera. (ver fig. 7.26).

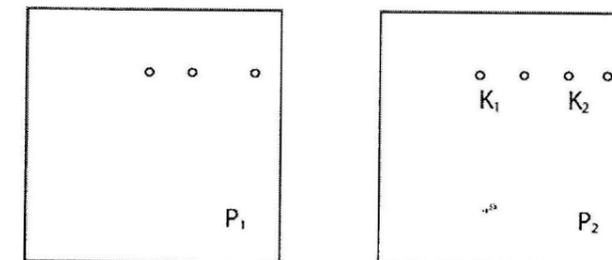


Fig. 7.26. Representación de los puntos de control en el fotoesquema.

En las fotos precisas, con un punzón, se abren los agujeros en todos los puntos marcados con alfiler.

Durante el montaje de las fotos, las primeras dos fotos se ponen en la base, de forma tal que la foto esté arriba con los agujeros abiertos.

El centro del agujero K_1 se hace coincidir con la marca correspondiente que se le hizo con alfiler a la foto de abajo, y se gira la foto de arriba, se trata de que la dirección inicial pase por el centro de los agujeros correspondientes, abiertos en la foto de arriba. Apoyando las fotos con pesitas, se cortan en el centro del recubrimiento longitudinal. Se recoge el papel calca y se fijan las fotos a la base.

Las restantes fotos de la ruta dada se montan de forma análoga.

El fotoesquema se controla por los cortes, al igual que en el control del fotoplano.

La escala del fotoesquema se determina por la relación de la distancia medida entre los puntos más alejados uno de otro en el fotoesquema, entre la distancia correspondiente en el terreno.

En este caso la distancia en el terreno se calcula por las coordenadas de los puntos de apoyo, o se determinan en el mapa.

7.8.4. Exactitud de la determinación de las distancias y de las fotos aéreas en el fotoesquema de la ruta

La distancia entre los puntos centrales de las fotos extremas del fotoesquema se simboliza por L_r y el número del estereograma del cual se ha confeccionado el foto esquema por n , entonces:

$$L_r = b_1 + b_2 + b_3 + \dots + b_n \quad (7.42)$$

donde:

b_i : Segmentos en el fotoesquema entre los puntos centrales adyacentes. Es conocido que el error medio cuadrático de la distancia $mL_r = mb \sqrt{n}$ (7.43)

donde:

mb : Error medio cuadrático del segmento b_i .

La escala del fotoesquema se determina por los puntos de apoyo situados en sus extremos.

Por eso el error máximo en la posición del punto en el fotoesquema estará en el medio. Para su determinación es suficiente, en la expresión mL_r sustituir $0,5 n$ en lugar de n y obtenemos:

$$mL = 0,71 mb \sqrt{n} \quad (7.44)$$

El segmento b está compuesto por dos partes, cada una de ellas contiene desviación producida por el ángulo de inclinación α , por el relieve del terreno h , por la oscilaciones ΔH de la altura del suelo H y por el error del montaje del fotoesquema. Teniendo en cuenta estos errores accidentalmente obtenemos:

$$mb = \sqrt{2(m_1^2 + m_2^2 + m_3^2 + m_4^2)} \quad (7.45)$$

Utilizando las fórmulas reducidas anteriormente y teniendo en cuenta la influencia ΔH y h , análogamente hallamos:

$$m_1 = \frac{r^2}{f} \alpha, m_2 = \frac{h}{w} r, m_3 = \frac{\Delta H}{H} r \quad (7.46)$$

En el caso dado $r = 0,56$.

Supongamos que $H = 2\,500$ m, $f = 100$ mm, $n = 6$, $b = 70$ mm, $\alpha = 2^\circ$, $h = 30$ m, $\Delta H = 10$ m, $m_4 = \pm 0,2$ mm; entonces $m_1 = \pm 0,37$ mm, $m_2 = \pm 0,42$ mm, $m_3 = \pm 0,14$ mm, $mb = \pm 0,86$ mm, $mLc = \pm 1,5$ mm en la escala del fotoesquema.

El error relativo de la determinación de la distancia en el fotoesquema es igual:

$$\frac{mL}{L} = 0,71 \frac{mb}{b\sqrt{n}} \quad (7.47)$$

En nuestro caso $mL:L = 1:160$.

El área de la zona del terreno representado en la parte izquierda o derecha del fotoesquema se puede escribir así $p = Li(u)$.

donde:

Li : Mitad de la longitud del fotoesquema.

u : Ancho del fotoesquema.

Después de la diferenciación y del paso hacia los errores medios cuadráticos obtenemos:

$$mp = \sqrt{(UmLc)^2 + (L_i m_u)^2} \quad (7.48)$$

La magnitud u está compuesto por dos segmentos, cada uno de ellos será igual a b , entonces el error mb lo hallaremos por las fórmulas (7.45) y (7.46) suponiendo que $r = 6$.

El error relativo de la determinación del área del terreno en el fotoesquema de la ruta:

$$\frac{mp}{p} = \sqrt{\left(\frac{mLc}{Lc}\right)^2 + \left(\frac{mu}{u}\right)^2} \quad (7.49)$$

En el ejemplo expuesto anteriormente $mu = \pm 2,5$ mm y $mp:p = 1:50$.

Tanto los fotoesquemas como los fotoplanos se reproducen por el método fotográfico.

7.9. Teoría de un par de fotos

7.9.1. Modelo geométrico del terreno

En la fig. 7.27 se muestran los estereogramas P_1, P_2 y el terreno. A, B, C y D son los puntos del terreno, a_1, b_1, c_1, d_1 y a_2, b_2, c_2, d_2 son sus imágenes en las fotos. Se llama estereograma a dos fotos de una zona del terreno, obtenidas desde diferentes puntos de la fotografía.

Supongamos que un haz, por ejemplo, el derecho, junto con su foto se mueve en dirección al haz izquierdo. En este caso el haz se desplaza paralelo a él, y el centro de la proyección no se sale de la base. La base de la fotografía es la distancia entre los puntos de la fotografía ($B = S_1 S_2$).

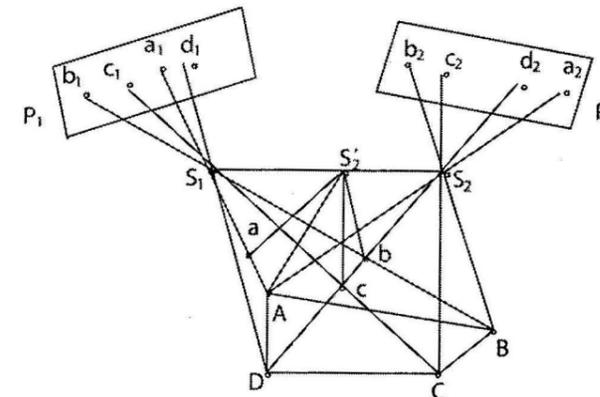


Fig. 7.27. Modelo geométrico del terreno.

En este caso, cada rayo proyectado del haz móvil todo el tiempo quedará paralelo a suposición de partida, y por consiguiente, se halla en ese mismo plano de la base (plano de la base es el plano que pasa por la base de la fotografía). Por consiguiente, la intersección de los rayos homónimos de

los haces en ninguna parte será violada (los rayos homónimos que pasan por los puntos correspondientes S_1, a_1 y S_2, a_2). Por ejemplo, el rayo $S_2 A$ que se mueve en el plano siempre se interceptará con el rayo $S_1 A$.

Supongamos que el punto S_2 ocupe la posición S'_2 . Como la intersección de los rayos correspondientes se mantuvo, entonces a cada punto del terreno le corresponde un nuevo punto. Por ejemplo, al punto A le corresponde el punto "a". Por lo visto, estos puntos formados por las intersecciones de los rayos correspondientes aparecen según la cantidad de puntos representados en el estereograma.

La superficie formada por el conjunto de los puntos de intersección de los rayos correspondientes se llama estereomodelo o modelo.

Como resultado de la construcción del modelo, los ángulos entre los planos de la base se obtienen como mismo eran antes de la fotografía, y los triángulos formados por la base y cada pares de rayos son semejantes a los triángulos correspondientes que tienen lugar durante el levantamiento con foto, entonces el modelo es semejante al del terreno.

La distancia entre los centros de la proyección de dos haces, por el cual se ha construido el modelo, se llama base de la proyección ($S_1 S_2 = B'$).

La escala del modelo es igual a la relación de la base de la proyección entre la base de la fotografía:

$$\frac{1}{t} = \frac{B'}{B} \quad (7.50)$$

La base de la proyección se puede tomar de forma arbitraria. En este caso la escala del modelo será arbitraria.

El par de fotos permite restaurar la unión existente en el momento de fotografiar y lo dispone de manera tal que todos los rayos correspondientes de ambos haces se intercepten. Como resultado de la colocación de las fotos y de los haces, se forma el modelo del terreno representado en el estereograma.

Los haces se restauran con ayuda de las cámaras proyectantes, su distancia focal es igual a la distancia focal de la cámara del levantamiento. La restauración de los haces de los rayos proyectados se llama orientación interna de las fotos.

La colocación de las fotos una con respecto a otra, en la posición existente en el momento de la fotografía se llama orientación mutua de las fotos.

Como resultado de la orientación mutua de las fotos se obtiene el modelo del terreno a una escala arbitraria, ya que la base de la proyección se coloca a veces arbitraria.

Para utilizar el modelo para la confección del mapa, es necesario reducirla a la escala dada del mapa y orientarla con respecto a la plancheta. Para esto, es necesario tener no menos de tres puntos de apoyo. Estos puntos representan la plancheta a escala del plano con sus respectivas coordenadas en la que se confeccionó el mapa.

La reducción del modelo a la escala dada y su colocación con respecto a la plancheta (sistema de coordenadas geodésicas) se llama orientación externa del modelo.

El mapa se confecciona mediante la proyección de los contornos y las curvas de nivel del modelo en la plancheta. Esto se hace con una tarjeta inmóvil, con la cual está unido un lápiz para dibujar la proyección ortogonal de los elementos del modelo en la plancheta.

7.9.2. Coordenadas y paralajes de los puntos del estereograma

La posición de los puntos correspondientes en el par de fotos se obtiene en el sistema de coordenadas rectangulares planas $O'_1 x_1 y_1$ y $O'_2 x_2 y_2$ (ver fig. 7.28).

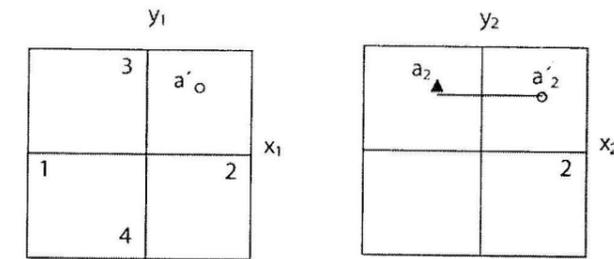


Fig. 7.28. Posición de los puntos correspondientes en un par de fotos.

La diferencia de las abscisas de los puntos correspondientes del estereograma se llama paralaje longitudinal: $P = x_1 - x_2$. (7.51)

La diferencia de las ordenadas de estos puntos se llama paralaje transversal $q = y_1 - y_2$.

7.9.3. Elementos de la orientación de un par de fotos

Se llama elementos de orientación de un par de fotos a las magnitudes que determinan su posición en el momento de fotografiar. Ellos se dividen en dos grupos: elementos de orientación interna y elementos de orientación externa.

Los elementos de la orientación interna son la distancia focal de la cámara de fotografiar f y las coordenadas del punto principal $x_0 - y_0$.

Los elementos de orientación externa determinan la posición del par de fotos y de los haces en el momento de fotografiar. Entre ellos tenemos: X_{01}, Y_{01}, Z_{01} (coordenadas del punto izquierdo de la fotografía S_1 (ver fig. 7.29). X_{02}, Y_{02}, Z_{02} (coordenadas del punto derecho de la fotografía S_2).

α_1 es el ángulo de inclinación longitudinal de la foto izquierda retenido entre el eje Z y la proyección del rayo principal en el plano XZ;

W_1 es el ángulo de inclinación transversal de la foto izquierda, formado por el rayo principal con el plano XZ;

K_1 es el ángulo de giro de la foto izquierda que se encuentra en el plano de la foto izquierda y retenido entre el eje "Y" y la huella del plano que pasa por el rayo principal y el eje Y;

α_2, W_2, K_2 son los ángulos de inclinación longitudinal y transversal y el ángulo de giro de la foto derecha.

De esta manera el par de fotos tiene tres elementos de orientación interna y 12 elementos de orientación externa.

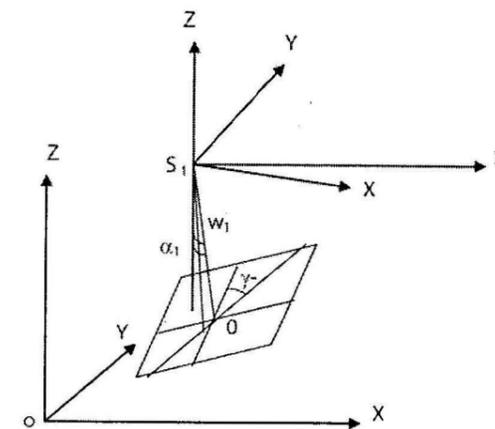
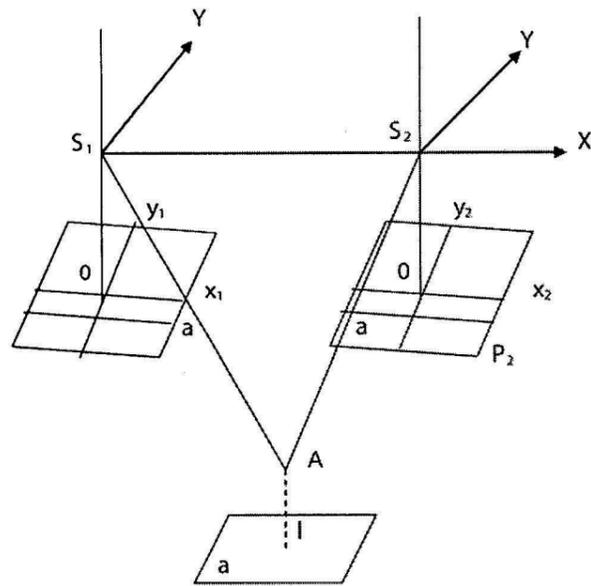


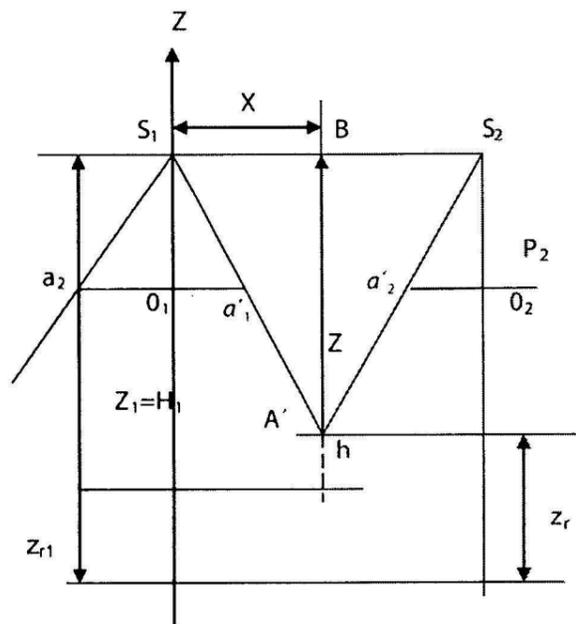
Fig. 7.29. Elementos de orientación de un par de fotos.

7.9.4. Fórmulas para el par de fotos horizontales

Supongamos que las fotos P_1 y P_2 creadas por el estereograma son obtenidas durante la posición vertical del eje óptico de la cámara de fotografiar, desde una misma altura (ver fig. 7.30).



a)



b)

Fig. 7.30. (a y b) Determinación de las fórmulas de un par de fotos.

En este caso los ejes de coordenadas X, Y son paralelos a la base B.

Si tomamos a S como inicio del sistema de coordenadas XYZ, orientamos el eje X a lo largo de la base, y el eje Z lo hacemos coincidir con el rayo principal del haz izquierdo. En este caso $a = W = K = 0$, $X_0 = B$, $Y_2 = Z_2 = 0$.

De los triángulos semejantes $S_1A'S_2$ y $a_2 S_1 a_1$ se puede escribir:

$$\frac{B}{-Z} = \frac{P}{f} \text{ y } \frac{X}{-Z} = \frac{X_1}{f} \quad (7.52)$$

donde:

$$Z = -\frac{Bf}{P} \text{ y } X = -Z \frac{X_1}{f} = +\frac{BX_1}{P} \quad (7.53)$$

Análogamente hallamos Y:

$$Y = B \frac{Y_1}{P} = -Z \frac{Y_1}{P} \quad (7.54)$$

7.10. Métodos universales de confección de las cartas topográficas

7.10.1. Clasificación de los métodos

En el levantamiento topográfico aéreo se emplean dos métodos de confección de las cartas topográficas: el combinado y el estereotopográfico.

El método combinado permite obtener la parte del contorno del mapa en el gabinete, como resultado de la elaboración fotogramétrica de las fotos, y el relieve se dibuja en el campo con el levantamiento con pancarta. Este método se emplea en los levantamientos de regiones llanas y onduladas, a escalas medias y grandes en comparación con grandes áreas.

La fotografía se realiza de forma tal que no recurra a la zona transformada, o que no trate de simplificar el número de zona. Esto se puede garantizar con las cámaras de retratar de carbón normal.

Al seleccionar la cámara de fotografiar aérea, se tiene en cuenta que la escala de la foto debe ser menor que la escala del plano confeccionado.

Durante el método combinado de la confección del mapa se estudian los siguientes procesos fundamentales:

1. Enlace planimétrico – altimétrico y descifrado topográfico en el campo (revelación del contenido de los objetos del terreno en su imagen fotográfica).
2. La densificación de la red planimétrica de los puntos de apoyo.
3. Preparación de los fotoplanos.
4. Levantamiento en el campo del relieve y formulación del original en el fotoplano.

Los primeros tres puntos de este esquema fueron ya estudiados en los acápites anteriores. La metodología del levantamiento en el campo del relieve la estudiaremos más adelante.

El método estereotopográfico es el más perfeccionado, ya que permite representar en las fotos en la original de la carta no solamente los contornos, sino también el relieve del terreno.

Otras ventajas de este método son:

- Alta calidad de las cartas topográficas durante las pérdidas mínimas de tiempo de fuerzas y de medios.

- La posibilidad del estudio desarrollado del territorio en las fotos en el gabinete, en cualquier tiempo y sin depender del estado del tiempo, además de las regiones intransitables o de difícil acceso.
- La posibilidad de la mecanización y automatización de todos los procesos de producción.

El método estereotopográfico se emplea con frecuencia en la práctica como método fundamental de confección de los mapas a diferentes escalas.

7.10.2. Método combinado

El levantamiento a escala 1:10 000 y 1:25 000, con el método combinado, se realiza en la reproducción de fotoplano, impreso en papel mate. A la reproducción se le debe añadir las fotos, para que antes de los trabajos del campo se pueda estudiar el terreno estereográfico. Es posible que la representación del relieve y el descifrado se realicen en diferentes huellas del contorno.

El levantamiento del relieve en el fotoplano se realiza con ayuda de la plancheta, desde los puntos de la base altimétrica de trabajo y desde los puntos de la red de levantamiento, calidad necesaria con los cuales se determina el carácter del terreno y la equidistancia de las curvas de nivel. En los terrenos de poca vegetación, el levantamiento puede ser realizado desde 2-3 puntos en un kilométrico cuadrado, en los terrenos difíciles y montañosos se le exige más a estos puntos.

Como calidad de la base de trabajo se utilizan los puntos del enlace planimétrico-altimétrico y si su densidad no garantiza la obtención de los puntos de la red del levantamiento con una exactitud correspondiente, entonces la base de trabajo se densifica en los recorridos trazados de la nivelación geométrica apoyado en los puntos de la base geodésica principal. En los terrenos llanos boscosos, con una equidistancia de las curvas de nivel de 2,5 m, se puede emplear la nivelación geodésica.

Los puntos de la red de levantamiento, marca de los cuales se obtienen desde los puntos de la base de trabajo como puntos de los recorridos del levantamiento, deben tomarse en los puntos de reconocimiento del fotoplano y su densidad debe garantizar el levantamiento instrumental del relieve. Las marquitas de los puntos de la red del levantamiento pueden determinarse mediante la nivelación geodésica y geométrica, determinando la distancia con el telémetro.

La distancia desde el fotoplano se puede tomar en aquellos casos cuando los puntos de transición son puntos del contorno.

El trabajo en el punto del levantamiento se compone de las siguientes operaciones: el centrado y la orientación de la plancheta con el fotoplano se realizan en los puntos exactos del contorno.

Durante el levantamiento en terrenos accidentados, en calidad de puntos jalonados, se toman los puntos del terreno, la distancia se mide en el fotoplano con un círculo, y los ángulos de inclinación con una alidada o plancheta durante la orientación del antejo (ocular) hacia la tierra, donde está situado el contorno escogido; estos puntos se llaman puntos sin mina.

La representación de las curvas de nivel se comienza después de la interpolación de sus alturas, entre las marcas de los jalones situados en los lugares de curvaturas del relieve. No se debe escoger gran cantidad de jalones, es suficiente tres o cuatro marcas y examinar debidamente las formas del relieve en el contorno para que se represente correctamente el relieve en los terrenos no muy grandes. Es mejor comenzar con la curva de nivel de la altura media, que refleje el carácter más completo del relieve que se está levantando, y luego se pasa a las curvas de nivel adyacente y a la coordinación general, teniendo en cuenta el reflejo de las formas generales del relieve.

La imagen fotográfica del terreno ayuda al ejecutante a representar el relieve medio más completo y de evitar la cantidad menor de jalones que en el levantamiento en la base limpia. La posición perimétrica de las curvas de nivel en el fotoplano también se coloca más exacta, ya que permite ver los bordes de las colinas, canales y barrancos.

Se recomienda dibujar solamente aquella parte del relieve que se considere mejor desde los puntos del levantamiento. En el proceso del paso para el siguiente punto del levantamiento, el estudio del relieve se continúa.

Si al mismo tiempo con el dibujo de las curvas de nivel se realiza el descifrado, entonces en el fotoplano se realiza con lápiz, pero los resultados de la formulación deben ser claros para el dibujo siguiente.

El levantamiento combinado se puede realizar en los fotoesquemas y en las fotos independientes. El volumen de la base planimétrica – altimétrica en este caso aumenta en comparación con el trabajo en el fotoplano, debido a que de que los puntos de apoyo situados fuera de los límites de las áreas de trabajo no siempre pueden ser utilizados. Además, el trabajo de campo en los fotoesquemas y en las fotos se complica con la necesidad de la determinación y del control de las escalas de las partes independientes. La escala de cada foto se determina no menos de dos veces por los segmentos simétricos que pasan por su parte central, y con la comparación de sus longitudes en la foto y en el terreno. En el gabinete, las curvas de nivel y los resultados del descifrado se llevan desde el fotoesquema o desde las fotos para el fotoplano en la plancheta.

7.11. Levantamiento estereofotogramétrico terrestre de las canteras

7.11.1. Nociones generales y determinaciones

Una de las primeras aplicaciones de la fotogrametría fue sin duda la fotogrametría terrestre, hoy derivada en fotogrametría cercana.

Si se toman en el terreno dos vistas fotográficas, con las placas verticales y a igual altura sobre el suelo, pero separadas una cierta distancia entre sí, las fotografías obtenidas tienen propiedades estereoscópicas, es decir, que si se colocan las positivas correspondientes en un estereoscopio ordinario, se ve en relieve la parte del terreno fotografiada.

Antiguamente la fotogrametría terrestre era muy utilizada en levantamientos topográficos con el objeto de obtener la representación planialtimétrica del terreno a escalas grandes (1:500, 1:1 000). En general se aplica en el estudio previo al emplazamiento de obras de ingeniería. En la actualidad se ha encontrado un nuevo uso a esta técnica, principalmente en la conservación de obras de arquitectura y el resguardo de monumentos históricos, pero también se presta eficientemente para el estudio de deformaciones de cuerpos sólidos y ensayos dinámicos en la industria aeronáutica y automotriz.

En la fotogrametría terrestre, la cámara fotogramétrica se encuentra apoyada sobre el terreno, y en el caso normal, los ejes de la cámara (o cámaras) son horizontales, paralelos entre sí y perpendiculares a la base.

Metodología

El problema del levantamiento estereofotogramétrico terrestre, como todo trabajo de relevamiento, tiene como una de las primeras tareas el reconocimiento previo de la zona, siendo a su vez el principal problema del reconocimiento el de la elección y ubicación de la base.

Se hace necesario tomar puntos de control bien señalizados en el terreno, con el objeto de identificarlos fácilmente en el fotograma y se determinan sus coordenadas topográficas por cualquier método de la geometría práctica. Generalmente se eligen cuatro puntos en la zona de superposición estereoscópica, tres cerca del Y_{\max} y uno cerca del Y_{\min} . Las coordenadas X, Y, Z de cada uno de estos puntos, obtenidas por un método topográfico, deberían coincidir con las que se obtengan a partir de los valores medidos en el instrumento de restitución.

Relevamiento terrestre Láser

Una nueva tecnología se apresta a sustituir, quizás en el corto plazo, al clásico método de relevamiento estereofotogramétrico terrestre. Las cámaras fotográficas métricas y el film serán remplazados por un sistema de sensor remoto, que generará un modelo digital del terreno en tiempo real sin requerir de

complejos equipos y procedimientos de restitución. Este sistema, que ya ha sido probado con éxito para relevamientos aéreos, consiste en un barredor láser que produce coordenadas 3D de cada punto de terreno o de una estructura en particular. Tal vez podría establecerse una discusión en cuanto a la precisa resolución que se puede conseguir con este método para diversas distancias a los objetos a relevar, pero es evidente que el sistema tiene grandes ventajas sobre la fotogrametría terrestre tradicional.

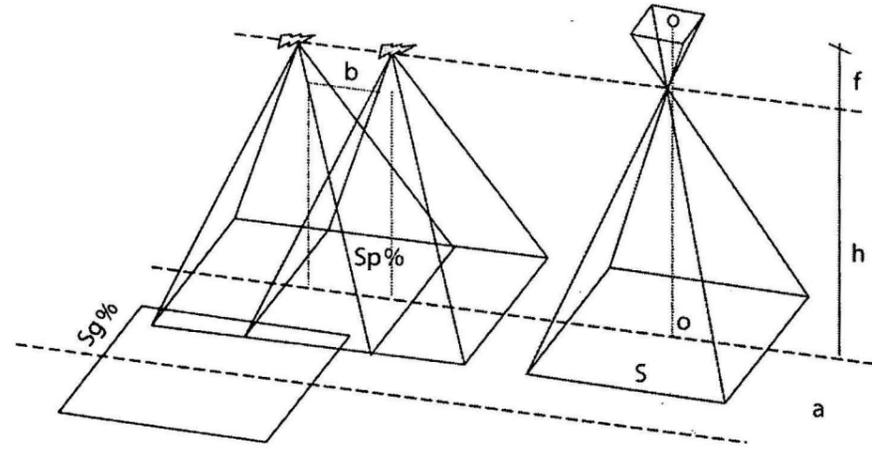


Fig. 7.31. Fundamentos geométricos de la toma de fotografías aéreas verticales.

Un vuelo fotogramétrico generalmente se realiza cubriendo la superficie del terreno con fajas longitudinales de fotografías tomadas a una cierta altura del mismo. Normalmente se realiza el recubrimiento longitudinal con una superposición de fotogramas del 60 %, lo que permitirá luego una buena formación del modelo estereoscópico, facilitando de esta manera una mejor identificación de los detalles del terreno. Para evitar que puedan quedar zonas de la superficie del terreno sin fotografiar al realizar un cambio de faja, se realiza una superposición transversal entre las mismas del 30 %.

La fig. 7.32 representa los elementos geométricos ideales de un vuelo fotogramétrico con eje de toma vertical.

Los parámetros como la altura de vuelo sobre el terreno, la base aero-fotogramétrica, el avance lateral, etc., están fijados principalmente por la escala con la que necesitamos resulten los fotogramas. Lógicamente el tipo de cámara es un factor que interviene directamente en la primera etapa de los cálculos.

$$EF = \frac{f}{h} \quad (7.55)$$

donde:

f : Distancia focal de la cámara.

h : Altura de vuelo sobre el terreno.

Es evidente que la realidad de un vuelo fotogramétrico normalmente es bien distinta de las condiciones ideales que se establecen en la teoría. Principalmente esto se manifiesta en el hecho de que es muy difícil mantener el eje de la cámara absolutamente vertical en el momento de la toma y que por otra parte el terreno presenta accidentes geográficos. Para el primer caso se establecen ciertos límites en la inclinación del eje de toma, tal que luego, mediante procesos adecuados, puedan compensarse de alguna manera las deformaciones producidas en las imágenes. En cuanto a los desniveles del terreno, el problema que plantea es el de la uniformidad de la escala, lo cual nos lleva

a considerar ahora una escala media de los fotogramas obtenidos. Además de esto, para conseguir una correcta restitución se debe trabajar con procedimientos complejos, tendientes a disminuir la influencia de las deformaciones con el objeto de asegurar las precisiones requeridas.

En el levantamiento estereofotogramétrico terrestre los planos de las excavaciones mineras se confeccionan con las fotos (fotografías). Para la confección del plano del terreno de la cantera se fotografía desde dos puntos de la cámara de fotografiar colocada en el suelo.

La cámara de fotografiar, destinada para el levantamiento estereofotogramétrico terrestre, está compuesta por cuerpo (caja), objetivo y el marco opresor, el cual fija la fotoplaca al realizar la fotografía.

En base al método de levantamiento estereofotogramétrico terrestre, son admitidas las proporciones geométricas entre la posición de los puntos determinados y su representación en el estereograma.

Se llama estereograma a dos fotos de un terreno de la cantera, obtenidos de diferentes puntos.

Elementos del estereograma:

- Las fotos izquierda P_1 y derecha P_2 (ver fig. 7.32).
- Los centros de la proyección de las fotos izquierda S_1 y derecha S_2 (puntos de enlace del objetivo de la cámara).
- La base de la fotografía $B = S_1 S_2$, que es la línea recta que une los centros de la proyección de las fotos.
- Los haces de los rayos $a_1 S_1 A$ y $a_2 S_2 A$, que son el conjunto de los rayos proyectados en las fotos.
- Los rayos principales $S_1 O_1$ y $S_2 O_2$, que son los puntos de intersección de los rayos principales con las fotos.
- Los puntos correspondientes (idénticos) a_1 y a_2 , que son la imágenes de esos mismos puntos del terreno en las fotos del estereograma.
- Los rayos correspondientes $S_1 a_1$ y $S_2 a_2$, que son los rayos proyectados de los puntos correspondientes.
- La distancia focal de las fotos $f_1 = S_1 O_1$ y $f_2 = S_2 O_2$.

La posición de cualquier punto del terreno en el levantamiento estereofotogramétrico terrestre se determina por la intersección directa, formado por los rayos proyectados desde los puntos izquierdo y derecho de la base. Esta intersección se llama intersección directa espacial fotogramétrica. Por ejemplo, la posición del punto del terreno A se puede determinar, si es conocida la posición de los rayos proyectados de este punto $a_1 S_1 A$ y $a_2 S_2 A$ (ver fig. 7.32).

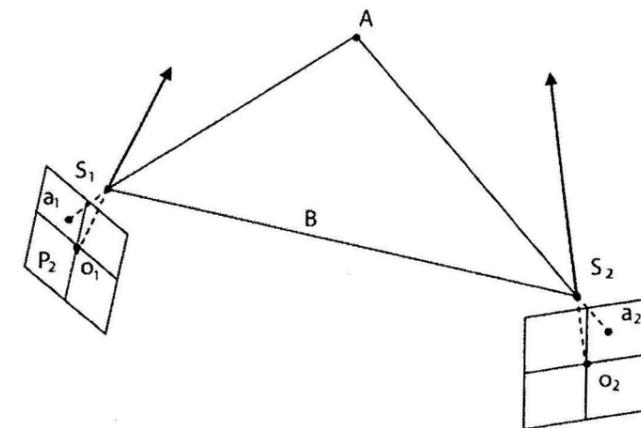


Fig. 7.32. Posición de un punto del terreno en el levantamiento estereofotogramétrico terrestre.

La superficie formada por el conjunto de los puntos de intersección de los rayos proyectados se llama modelo.

La determinación de las coordenadas de los puntos del terreno y la confección del plano se realiza en el gabinete durante las mediciones del estereograma en los equipos universales.

En los equipos universales la intersección fotogramétrica se resuelve automáticamente, de ahí que se puedan obtener no solamente las coordenadas de los puntos independientes, sino también trazar los bordes de los escalones o las curvas de nivel sin la admisión de las estacas.

7.11.2. Sistema de coordenadas. Elementos de orientación. Relación entre las coordenadas de los puntos de la foto y el terreno

La posición espacial de los puntos en el levantamiento estereofotogramétrico terrestre se determina en el sistema de coordenadas fotogramétrica, lo cual forma tres ejes mutuamente perpendiculares con el inicio de las coordenadas en el punto de enlace delantero del objetivo de la cámara fotográfica S_1 , en el punto izquierdo de la base (ver fig. 7.33).

El eje Y_f se sitúa en forma horizontal y se hace coincidir con la dirección del rayo principal de la cámara fotográfica en el punto izquierdo de la base.

El eje X_f se sitúa en forma horizontal y perpendicular al Y_f ;

El eje Z_f se sitúa en forma vertical.

Prácticamente, durante la realización de la fotografía en los puntos izquierdo y derecho de la base, se centra el eje vertical de la cámara de fotografiar, el cual no coincide con el punto de enlace del objetivo. Por eso, el sistema de coordenadas se desplaza hacia delante con respecto a la línea de la base a una magnitud ΔY_f .

La magnitud de la corrección ΔY_f se añade a la magnitud Y_f . Sin embargo, en la práctica la corrección ΔY_f a veces no se tiene en cuenta, ya que su magnitud no supera los 5 cm - 6 cm, para la cámara de fotografiar, con una distancia focal de 100 mm - 300 mm (ver fig. 7.33).

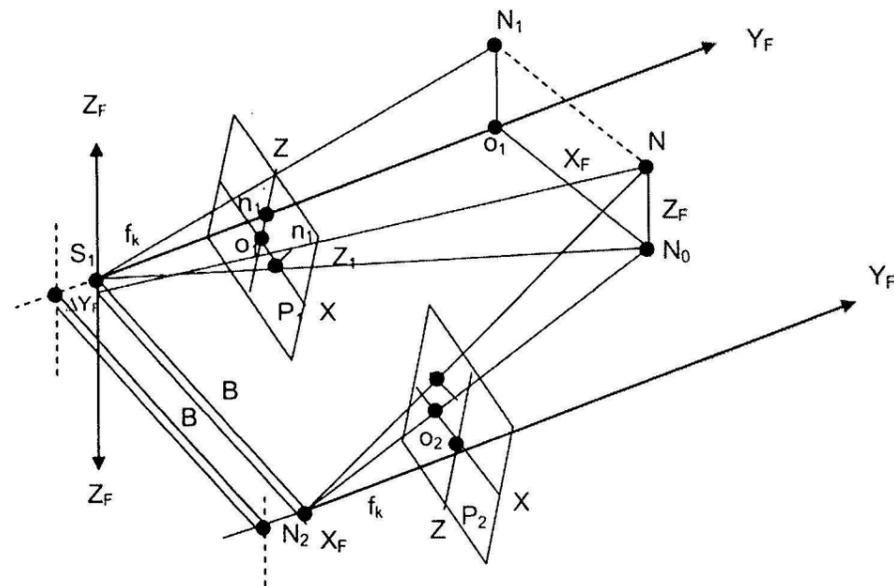


Fig. 7.33. Relación entre las coordenadas de los puntos de la foto y el terreno.

Los valores de Y_f siempre serán positivos; los valores X_f y Z_f son positivos si se encuentran a la izquierda y abajo con respecto al inicio de las coordenadas.

El sistema de coordenadas fotogramétrico para cada estereograma tiene su inicio y su orientación. La relación que existe entre los levantamientos desde diferentes bases se realiza con el amarre de cada base con la base geodésica general.

Para cada base se determinan las coordenadas del punto izquierdo, el ángulo de dirección de la base y su longitud.

Las coordenadas de los puntos en la foto se miden en el sistema de coordenadas rectangulares X, Y, Z (ver fig. 7.34).

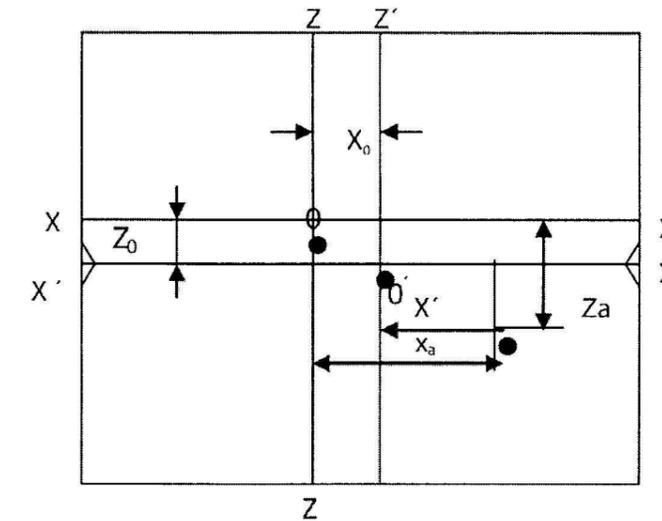


Fig. 7.34. Sistema de coordenadas rectangulares de la foto.

Los ejes de las coordenadas en la foto se determinan por las marcas $X'X'$ y $Z'Z'$, las cuales son las imágenes de las marcas de coordenadas, fijadas en el marco opresor de la cámara de retractar. El comienzo de las coordenadas es el punto O' , donde se interceptan los ejes de coordenadas. Las coordenadas de los puntos Xa' y Za' se llaman coordenadas de las fotos.

En la preparación de la cámara de fotografiar, las marcas de coordenadas se sitúan en forma tal que la intersección de sus ejes principales ($x'x'$ y $z'z'$) coincida con el punto principal de la foto O , por eso es que a veces las coordenadas del punto principal X_0 y Z_0 son iguales a cero.

Si por cualquier causa en el momento de fotografiar, la fotoplaca aprieta muy débil el marco opresor, entonces la distancia focal de la foto se diferenciará de la distancia focal de la cámara de fotografiar, y el punto principal " O " estará desplazado con respecto a la intersección de los ejes de coordenadas O' a una magnitud x_0 y y_0 . Entonces las ordenadas x, Z se calculan por las fórmulas siguientes:

$$x_a = x_a' - x_0 \quad Z_a = Z_a' - Z_0 \quad (7.56)$$

Para la determinación de las coordenadas de los puntos del terreno en las fotos, es necesario hallar la posición de los haces de los rayos proyectados ocupados en el momento de fotografiar.

La determinación de la posición de los haces de los rayos proyectados se dividen en dos problemas:

1. Restauración de la posición mutua de los haces existentes en la fotografía;
2. Su orientación con respecto al sistema de coordenadas geográficas X, Y .

Para la restauración de la posición de los haces de los rayos proyectados, es necesario la posición de las fotos de una con respecto a otra, la posición de los centros de la proyección S_1, S_2 y las fotocoor-

denadas de los puntos. Las magnitudes que determinan la posición de los haces se llaman elementos de orientación de la foto. Existen los elementos de orientación interna y externa.

Los elementos de orientación interna permiten restaurar el haz de los rayos proyectados, correspondiente a las fotos. En los elementos de orientación interna, la distancia focal se representa por f , y las coordenadas del punto principal de la foto X_0 y Y_0 .

La posición de los haces de los rayos proyectados con respecto al sistema de coordenadas geodésicas, se determina por doce elementos de la orientación externa de las fotos, y son:

X_s, Y_s, Z_s : Son las coordenadas del extremo izquierdo de la base.

W_1 : Ángulo de inclinación del rayo principal de la foto izquierda.

K_1 : Ángulo de giro de la foto izquierda en su plano.

φ_1 : Ángulo de la pendiente de la foto izquierda, que es igual al ángulo entre la proyección del rayo principal de la foto izquierda en un plano horizontal y perpendicular a la proyección de la base en ese mismo plano (ver fig. 7.35). En la desviación del rayo principal a la izquierda de la perpendicular con la base, el ángulo de la pendiente es positivo, y en la desviación a la derecha es negativo.

α : Acimut de la base (desde el punto izquierdo hacia la derecha).

B : Proyección de la base de la fotografía en el plano horizontal XY.

ΔH : Desnivel del extremo derecho de la base sobre el izquierdo.

W_2 : Ángulo de inclinación del rayo principal de la foto derecha.

K_2 : Ángulo de giro de la foto derecha en su plano.

γ : Ángulo entre las proyecciones de los rayos principales de las fotos en el plano XY (ver fig. 7.35).

Cuando el ángulo γ tenga un valor positivo, los rayos principales se apartan de lo normal, y cuando sea negativo, los rayos principales se dispersan, entonces γ recibe el nombre de divergencia.

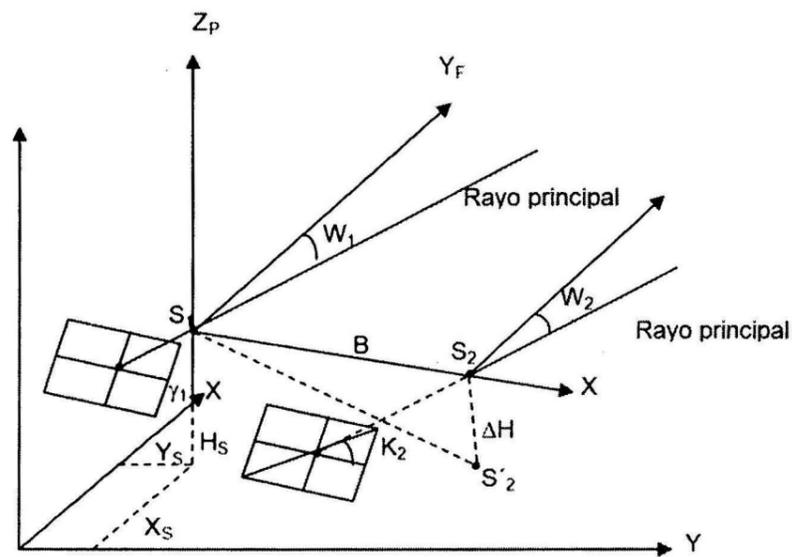


Fig. 7.35. Desviación del rayo principal de la foto.

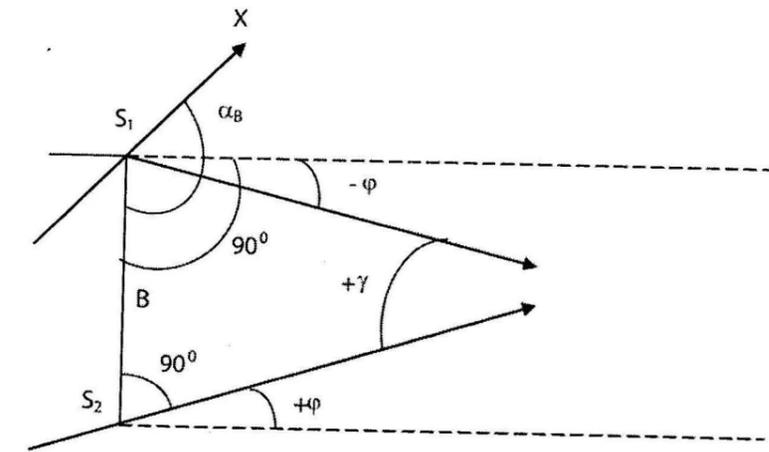


Fig. 7.36. Ángulos de convergencia de la foto.

Las coordenadas X_s, Y_s, H_s , y las magnitudes α_B y B se determinan por métodos geodésicos; el ángulo φ se obtiene con ayuda de un mecanismo de orientación del fototeodolito.

Los ángulos W y χ se reducen a los valores que prácticamente son iguales a cero, con ayuda del nivel que se encuentra fijado en el cuerpo de la cámara de fotografiar. Después de llevada la burbuja del nivel al centro, el eje ZZ ocupará una posición vertical, y el XX ocupará una posición horizontal.

7.12. Tipos de levantamientos. Fórmulas de trabajo

En dependencia de la posición de las fotos durante la fotografía existen cinco tipos (casos) fundamentales de levantamientos: el normal, de igual desviación (achaflanado), de igual inclinación, convergente y el general (arbitrario).

En el levantamiento normal (ver fig. 7.37) los rayos principales de ambos puntos son horizontales y perpendiculares a la base, y los ejes de los puntos xx son horizontales, es decir:

$$\varphi_1 = \varphi_2 = \omega_1 = \omega_2 = k_1 = k_2 = 0$$

En el caso de igual desviación (ver fig. 7.37) los rayos principales son horizontales y paralelos entre sí, pero forman con la base un ángulo que se diferencia de 90° , y los ejes de los puntos xx son horizontales, es decir:

$$\varphi_1 = \varphi_2 \neq 0, \omega_1 = \omega_2 = k_1 = k_2 = 0$$

En el caso de igual inclinación los rayos principales son perpendiculares a la proyección horizontal de la base y está inclinada al horizonte a ese mismo ángulo, y los ejes de los puntos xx son horizontales, es decir:

$$\varphi_1 = \varphi_2 = k_1 = k_2 = 0, \omega_1 = \omega_2 \neq 0$$

En el caso convergente (divergente), los rayos principales son horizontales, pero no son paralelos una con otra, y los ejes de los puntos xx son horizontales, es decir:

$$\varphi_1 = \varphi_2, \gamma \neq 0, \omega_1 = \omega_2 = k_1 = k_2 = 0$$

En el caso general, los puntos pueden ocupar una posición arbitraria, es decir:

$$\varphi_1 \neq \varphi_2, \omega_1 \neq \omega_2, k_1 \neq k_2$$

De todos los casos antes enumerados, en la práctica el más utilizado es el normal y el de desviación uniforme. A veces se emplea el de igual inclinación (uniforme) y el convergente. El caso de inclinación uniforme se puede emplear en combinación con el normal y con el de desviación uniforme, si durante el levantamiento con los rayos horizontales y el objeto fotografiado no puede ser abarcada por completo en toda su altura.

El caso convergente se utiliza para el aumento del recubrimiento de las fotos cuando existe una longitud grande de la base de la fotografía.

El caso general tiene un interés teórico y en la práctica casi nunca se emplea, por lo que no representa ninguna ventaja, y en la elaboración es muy voluminosa y compleja.

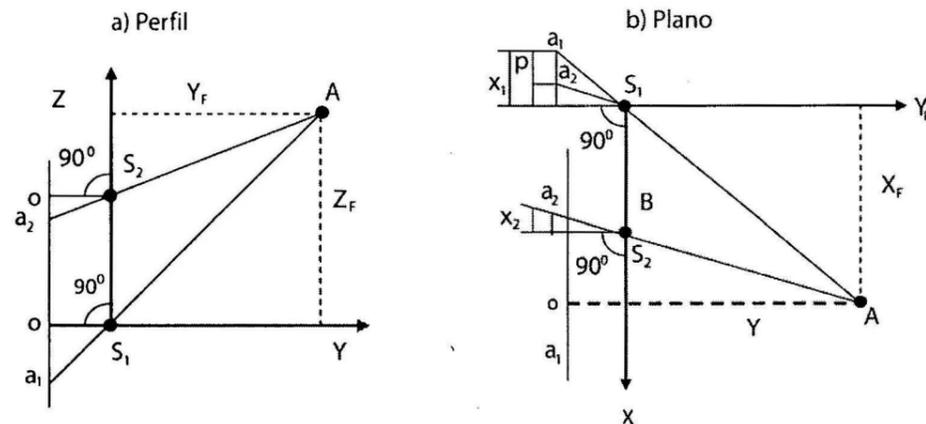


Fig. 7.37. Caso de levantamiento normal.

Para la demostración de la dependencia entre las coordenadas fotogramétricas de los puntos del terreno y las fotocoordenadas de sus imágenes en la foto, en el caso normal nos dirigimos a la figura.

En la figura tenemos: P_1 y P_2 , que son las fotos izquierda y derecha; S_1 y S_2 son los centros izquierdo y derecho de la proyección; f la distancia focal de la cámara de fotografía; B la proyección horizontal de la base de la fotografía.

Los rayos principales del levantamiento son horizontales y perpendiculares a la línea de la base. Supongamos que $DH = 0$ y que un punto cualquiera N se representa en las fotos por los puntos n_1 y n_2 . Para estos puntos en las fotos tendremos las coordenadas: Para $n_1 - x_1 z_1$, para $n_2 - x_2 z_2$.

Trasladamos el rayo $S_2 N_0$ paralelo a él hacia la foto izquierda y trazamos el punto auxiliar N_0' . La distancia $N_0 N_0'$ es igual a la base B . Teniendo en cuenta los signos para x_1 y x_2 veremos que el segmento $n_1' n_2' = x_1 - x_2$. La magnitud $x_1 - x_2$ se simboliza por la letra "P" y se llama paralaje horizontal del punto N .

De la semejanza de los triángulos $S_1 N_0 N_0'$ y $S_1 n_1' n_2'$ tenemos:

$$\frac{Y_\varphi}{f} = \frac{B}{x_1 - x_2}$$

De donde:

$$Y_\varphi = \frac{Bf}{P} \quad (7.57)$$

De la semejanza de los triángulos $S_1 O_1 N_0$ y $S_1 O_1 n_1$ tenemos:

$$\frac{X_\varphi}{Y_\varphi} = \frac{x_1}{f}$$

De donde:

$$X_\varphi = Y_\varphi \frac{x_1}{f} \quad (7.58)$$

Sustituyendo en la fórmula (7.57) los valores de Y_φ de la fórmula (7.58), obtenemos:

$$X_\varphi = \frac{Bx_1}{P} \quad (7.59)$$

De la semejanza de los triángulos $S_1 O_1 N_1$ y $S_1 O_1 n_1$ (fig. 7.38) se obtiene:

$$\frac{Z_\varphi}{Y_\varphi} = \frac{Z_1}{f}$$

De donde:

$$Z_\varphi = Y_\varphi \frac{Z_1}{f} \quad \text{ó} \quad Y_\varphi = \frac{Bf}{P} \left(\cos \varphi + \frac{x_2}{f} \operatorname{sen} \varphi \right) \quad (7.60)$$

Si tenemos el desnivel DH del punto derecho de enlace de la base sobre el izquierdo, entonces los valores de Z_1 y Z_2 para los puntos idénticos en dos fotos no serán iguales entre sí (ver figura 7.37, Z_1 y Z_2 para los puntos n_1 y n_2). La diferencia $q = Z_1 - Z_2$ se llama paralaje vertical del punto N .

De la fórmula (7.60) se puede escribir:

$$Z_1 = \frac{Z_{\varphi_1}}{Y_\varphi} f \quad \text{y} \quad Z_2 = \frac{Z_{\varphi_2}}{Y_\varphi} f$$

donde:

Z_{φ_1} y Z_{φ_2} : Alturas del punto N calculados de S_1 y S_2 .

Si sustituimos los valores Z_1 y Z_2 en la fórmula para el paralaje vertical, obtenemos:

$$q = \frac{Z_{\varphi_1}}{Y_\varphi} f - \frac{Z_{\varphi_2}}{Y_\varphi} f = \frac{f}{Y_\varphi} (Z_{\varphi_1} - Z_{\varphi_2})$$

pero $Z_{\varphi_1} - Z_{\varphi_2} = \Delta H$

De donde:

$$q = \frac{f}{Y_\varphi} \Delta H \quad (7.61)$$

La magnitud q no toma parte en las fórmulas de los cálculos de las coordenadas fotogramétricas Y_φ , X_φ y Z_φ . En el estudio estereoscópico de los puntos n_1 y n_2 , la foto derecha se desplaza a lo largo del eje ZZ a una magnitud q (la foto P_2' en la fig 7.38).

Ahora estudiaremos el caso de la desviación uniforme. En la figura 7.38, el rayo principal del levantamiento, en los puntos izquierdos y derechos de la base, está desviado a la izquierda desde la perpendicular hasta la línea de la base a un ángulo j . Como eje Y se tomó la dirección del rayo principal en el punto izquierdo de la base, y como eje X_φ se tomó la línea horizontal perpendicular a Y_φ .

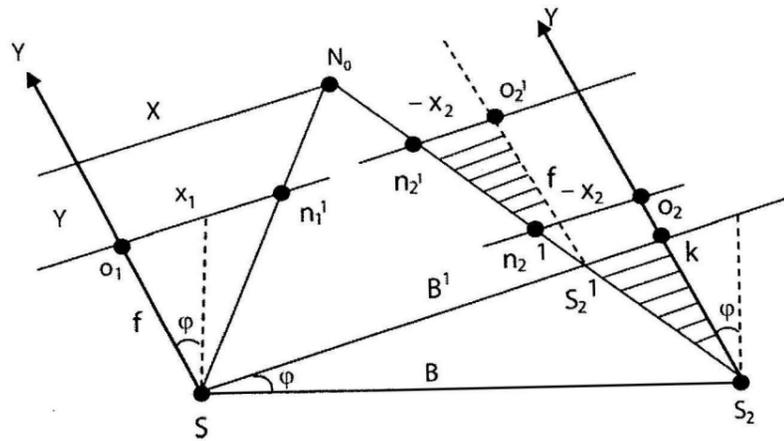


Fig. 7.38. Caso de la desviación uniforme.

Trasladamos el punto S_2 en dirección del rayo S_2N_0 para el punto S_2' de manera tal que la línea S_1S_2' sea perpendicular a Y_F . Tratando que se mantenga la dirección del eje óptico del rayo principal en el punto derecho y la magnitud de la distancia focal, obtenemos el caso normal desde la base nueva B' , con respecto al cual podemos escribir las fórmulas conocidas (7.58), (7.59), (7.60):

$$Y_F = \frac{B'f}{P} \quad X_F = \frac{B'x}{P} \quad Z_F = \frac{B'z}{P}$$

Hallamos el valor de la base B' . De la fig. (7.38) vemos que $B' = S_1'K + S_2'K$ (aquí, en este caso $S_2'K$ tiene signo negativo si se sitúa a la izquierda del eje (S_2Y_F)). El segmento $S_1'K = B \cos \varphi$, el segmento $S_2'K$ lo determinamos de la semejanza de los triángulos S_2KS_2' y $S_2'O_2'n_2'$:

$$\frac{-S_2'K}{-x_2} = \frac{S_2K}{f}; \quad S_2'K = \frac{x_2}{f} S_2K$$

Pero, $S_2K = B \operatorname{sen} \varphi$ (del triángulo S_1S_2K) de donde $S_2'K = \frac{x_2}{f} B \operatorname{sen} \varphi$ y finalmente tenemos que:

$$B' = B \cos \varphi + \frac{x_2}{f} B \operatorname{sen} \varphi \quad (7.62)$$

Al calcular a B' por la fórmula (7.62) se tiene en cuenta el signo de x_2 .

Sustituyendo el valor de B' en la fórmula (7.62) obtenemos:

$$Y_F = \frac{Bf}{P} \left(\cos \varphi + \frac{x_2}{f} \operatorname{sen} \varphi \right) \quad (7.63)$$

La expresión (7.63) está compuesta por las partes: constante $B \cos \varphi$ y la variable $\frac{Bx_2}{f} \operatorname{sen} \varphi$, el cual varía en el tránsito de un punto a otro (la magnitud x_2 cambia). Por eso la expresión B' se llama base variable. Cuando $x_2 = 0$ tenemos que: $B' = B \cos \varphi$, cuando $x_2 > 0$ entonces $B' > B \cos \varphi$

Al desviarse el eje óptico a la derecha, desde la perpendicular hasta la línea de la base ($\varphi < 0$) la expresión para B' tendrá la forma siguiente:

$$B' = B \cos \varphi - \frac{x_2}{f} B \operatorname{sen} \varphi \quad (7.64)$$

[En la fórmula (7.64) también es necesario tener en cuenta el signo de x_2].

Cuando $x_2 = 0$ tenemos que $B' = B \cos \varphi$, cuando $x_2 > 0$ entonces $B' < B \cos \varphi$ y cuando $x_2 < 0$ entonces $B' > B \cos \varphi$.

Las coordenadas fotogramétricas X_F, Y_F y Z_F y las geodésicas X, Y, H de los puntos se relacionan con las dependencias siguientes:

$$\left. \begin{aligned} X &= XS_1 + Y_F \cos \alpha_1 - X_F \operatorname{sen} \alpha_1 \\ Y &= YS_1 + Y_F \operatorname{sen} \alpha_1 + X_F \cos \alpha_1 \\ H &= HS_1 + Z_F + \Delta H_R \end{aligned} \right\} \quad (7.65)$$

donde:

XS_1, YS_1 y HS_1 : Coordenadas geodésicas del extremo izquierdo de la base de la fotografía.

α_1 : Azimut del rayo principal de la parte izquierda.

ΔH_R : Corrección por la curvatura de la tierra y la separación.

En la elaboración de las fotos en los equipos universales, el paso de coordenadas fotogramétricas a geodésicas se resuelve automáticamente.

7.13. Trabajo del levantamiento

Confección del proyecto del levantamiento.

El levantamiento de la cantera exige la confección del proyecto técnico en el plano a escala 1:5 000-1:2 000:

1. La base de la fotografía se sitúa mas arriba de los objetos que se levantan o que queden a un mismo nivel con ellos.
2. Los puntos de la base son necesarios situarlos en los lugares donde sea posible la duración por largo tiempo.
3. Las bases se disponen de manera tal que sea posible realizar el levantamiento con la menor cantidad de estereogramas. En este caso hay que realizar el levantamiento de tipo normal o de desviación uniforme. Los ángulos de la desviación del eje del levantamiento no se proyectan sin ser mayores de 40° , ya que las grandes desviaciones conllevan un aumento brusco de la longitud de la base y dificulta la observación estereoscópica del modelo en el plano cercano. El ángulo estándar de la desviación para el *photo* 19/1318 es $31^\circ.5$.
4. Las bases se recomiendan situar paralelas a la dirección principal del punto de los trabajos mineros. La selección del lugar de la ubicación de la base depende del sistema del laboreo empleado en la cantera.

Las bases pueden situarse en el borde de la cantera, en las escombreras.

La distancia por el eje del levantamiento desde la base hasta el extremo más alejado de la gama minera no debe superar un valor máximo $Y_{\text{máx}}$ cualquiera, el cual se determina con las exigencias de la exactitud para la confección del plano y también por las posibilidades de utilización del equipo estereofotogramétrico universal.

El valor $Y_{\text{máx}}$ (en metros) se calcula por la fórmula siguiente:

$$Y_{\text{máx}} = \frac{fm_e M}{8m_p 1000} t_{\text{mín}} \quad (7.66)$$

donde:

f : Distancia focal del fototeodolito.

M : Denominador de la escala por la cual se ha confeccionado el plano.

m_e : Error medio cuadrático de la posición del punto del contorno en el plano.

m_p : Error medio cuadrático del paralaje longitudinal.

$$t_{\min} = \cos \varphi - \left| \frac{X_2}{f} \sin \varphi \right| \quad (7.67)$$

donde:

φ : Ángulo de decline.

x_2 : Valor mayor de la coordenada x en la parte derecha en los límites del área de trabajo del estereograma.

De acuerdo con las exigencias de la instrumentación m_e no debe sobrepasar $\pm 0,4$ mm, ya que en la confección del mismo a escala 1:1 000 constituye 0,4 m. El error del paralaje longitudinal P puede ser igual a $\pm 0,01$ mm, partiendo de la experiencia que se tiene con el levantamiento con el teodolito. El ángulo del declive φ (pendiente) como regla debe tomarse estándar que es igual a $31^\circ 30'$. El valor máximo de la coordenada x para la foto de un formato 13 cm x 18 cm es igual a 60 mm.

Teniendo en cuenta lo ya mencionado, calculamos el valor Y_{\max} en la confección del plano a escala 1:1 000 para el caso de levantamiento normal con el fototeodolito, *photo* 19/1318, la distancia focal a utilizar es de 200 mm.

Señalamos en el caso del levantamiento normal el ángulo de la pendiente $\varphi = 0^\circ$, sustituyendo los datos antes mencionados en la fórmula (7.53) obtenemos:

$$Y_{\max} = \frac{200 \text{ mm} (0,4 \text{ m}) 1000}{8 (0,01 \text{ mm}) 1000} \sin = 1000 \text{ m} \sqrt{b^2 - 4ac}$$

$$Y_{\max} = 1000 \text{ m}$$

Luego de ser seleccionada la posición de la base, su punto izquierdo se traza en el plano, se traza la dirección de la base, se señala el eje del levantamiento y se determina la longitud de la base de la fotografía. La longitud mínima permisible de la base de la fotografía puede ser calculada por la fórmula:

$$B = \frac{Y_{\max}^2}{f m_e - t_{\min}} m_p \quad (7.68)$$

Sustituyendo en esta fórmula los valores calculados y reducidos antes tenemos que: $B = 125$ m.

Durante el cálculo de los parámetros del levantamiento es necesario calcular también la distancia mínima (Y_{\min}), el cual se determina en la particularidad fundamental de la percepción del efecto estéreo en el estudio de las fotos perspectivas. La distancia hasta el extremo más cercano de la zona del levantamiento, el cual puede ser elaborado desde la base dada B , se puede calcular por la fórmula:

$$Y_{\min} = (3 - 4) B \quad (7.69)$$

Si se proyecta el tipo de levantamiento normal igual que el de la desviación uniforme entonces, como regla, la longitud de la base debe seleccionarse de los cálculos del aseguramiento del levantamiento de desviación uniforme.

Los límites laterales de las bases de las zonas levantadas, determinadas se trazan con facilidad con ayuda de las plantillas obtenidas en un material transparente.

Para el punto izquierdo BL de la base (A) la plantilla se construye de la siguiente manera (ver fig. 7.39).

En una hoja de un material transparente, en un punto escogido arbitrario A, se traza una dirección recta en la base en el caso del levantamiento normal. En el punto A perpendicular a esta recta se traza una línea AY, el cual se determina la dirección del eje del levantamiento en el punto izquierdo de la base. Del punto A, a un ángulo β hacia la recta AY se traza la línea AA' que determina el extremo derecho de la zona fotografiada (el ángulo $\beta = 0,5$ del ángulo de la visual del objetivo del fototeodolito que es igual a $1^\circ,5$).

En los ángulos $-\varphi$ y $+\varphi$, hacia la dirección de la base se trazan las rectas AR y AL que determinan la posición de la base durante la desviación estándar a la derecha y a la izquierda.

En la recta de la base AB y en las rectas AR y AL, a escala del plano utilizada para la confección del plano, se constituyen escalas de las longitudes de las bases en la recta AY esta la escala de la distancia.

Análogamente se construyen las plantillas para el punto derecho (B) de la base, pero sin la escala (ver fig. 7.39). Para el trazado del sector del levantamiento, la plantilla izquierda se pone en el plano de la cantera de forma tal que el punto A de la plantilla coincida con el punto izquierdo A de la base trazado en el plano y se gira la plantilla hasta que la dirección de la base en la plantilla y en el plano coincidan. La plantilla derecha se pone de forma tal que el punto B de la plantilla coincida con el punto derecho de la base y se gira la plantilla hasta la coincidencia de las direcciones del tipo del levantamiento correspondiente (ver fig. 7.39).

Luego se marcan en el plano los límites de la zona fotografiada AA' y BB' y se traza Y_{\min} en la parte más cercana y Y_{\max} en la parte más alejada del límite del levantamiento. A los puntos extremos de la base se les atribuye un número, agregándole la letra A para el punto izquierdo y B para el derecho.

Por ejemplo 5A y 5B son los puntos izquierdo y derecho de la base $S = 5$.

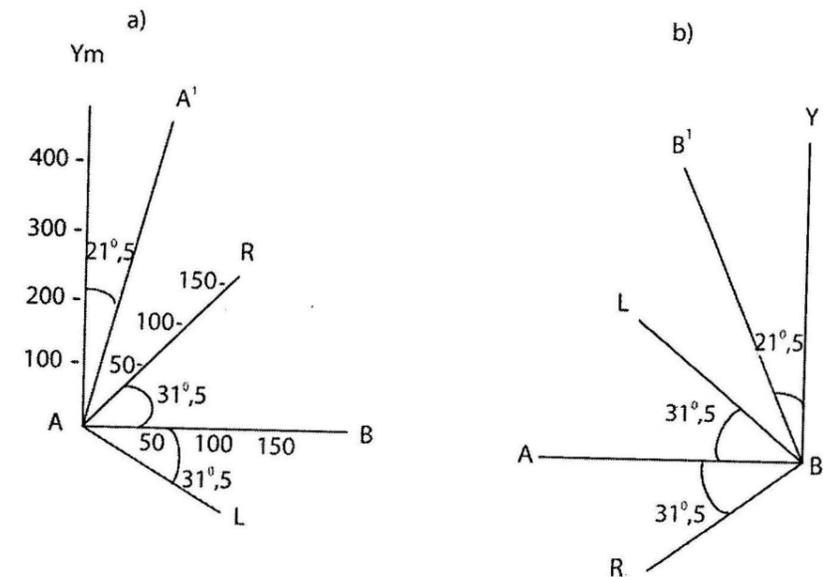


Fig. 7.39. Construcción de la plantilla del levantamiento.

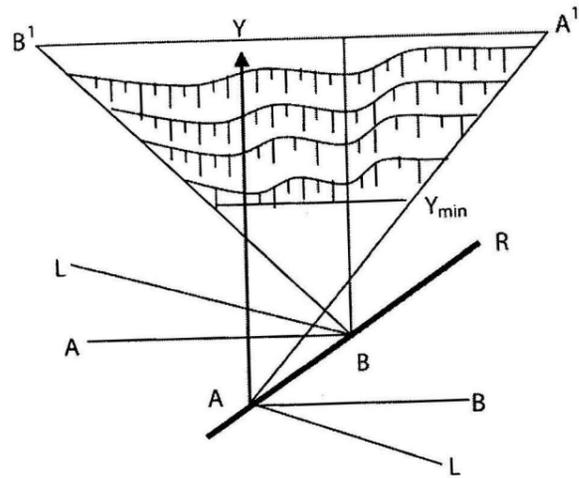


Fig. 7.40. Trazado del sector del levantamiento.

Después de la selección de la base es necesario comprobar el abarcamiento del levantamiento en la vertical, el cual depende de la medida vertical de la placa (en el eje Z) y depende también de la distancia focal del fototeodolito y de la magnitud del desplazamiento del objetivo con respecto a la posición central.

El ángulo visual vertical del fototeodolito *photo* 19/1318 es de 34° (desde -17 hasta $+17$) en la posición central del objetivo. El objetivo puede ser desplazado con respecto a la posición central hasta 45 mm hacia abajo y hasta 30 mm hacia arriba, lo que permite que los ángulos de inclinación límite aumenten hasta -29° y hasta $+25^\circ$. Los límites de la altura del levantamiento se determinan por la plantilla (ver fig 7.41)

En una hoja de papel se trazan dos líneas mutuamente perpendiculares, que son el eje de la distancia AY y el eje del desnivel AH. En el eje Y se pone una escala de la distancia, en el eje H la escala de los desniveles de los puntos del terreno sobre el punto de la base a escala del plano, el cual se confecciona el proyecto.

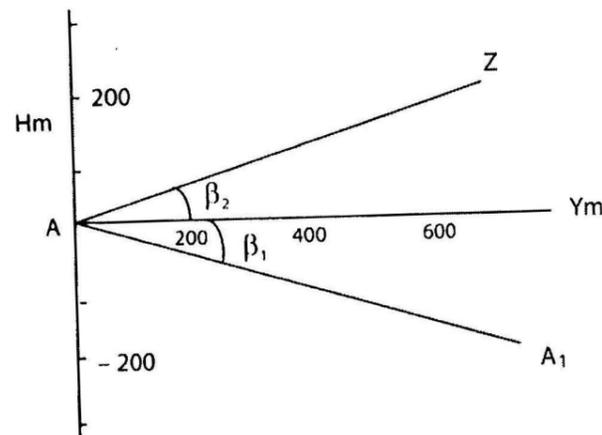


Fig. 7.41. Límite de la altura del levantamiento.

Con los ángulos β_1 y β_2 en el eje AY se trazan las rectas AZ' y AZ por la magnitud del vector del abarcamiento en la vertical ($\beta_1 = -29^\circ$ y $\beta_2 = +25^\circ$).

En los límites del vector del levantamiento en el plano se seleccionan los puntos más altos y más bajos del terreno, se determina el desnivel de cada uno de ellos con respecto a la base y se mide la

distancia Y. En la distancia medida de los puntos se fijan en las plantillas y se determina el valor límite de las alturas del terreno, limitada por la parte visual del sector del levantamiento y por la parte del levantamiento que no se ve.

Al seleccionar las bases de la fotografía debemos hallar por qué la gama levantada desde diferentes bases se recubre.

Para la eliminación de la alteración del modelo, cada estereograma debe ser asegurado con los puntos de coordenadas conocidas; estos puntos se llaman puntos de control o de prueba.

Se recomiendan dos variantes fundamentales para la posición de estos puntos.

1. Si en la base de la fotografía es medido su punto izquierdo, determinado en el sistema de coordenada existente y determinado por su altura, entonces en el estereograma para el control sólido del modelo es suficiente tener 3 puntos con coordenadas geodésicas conocidas. La posición estándar de los puntos de control son aquellas en las cuales los puntos se sitúan en la parte más lejana del plano del estereograma, uno en el eje derecho del levantamiento o cercano a él, y los dos restantes en los extremos.
2. Si la longitud de la base no es medida o su punto izquierdo no ha sido amarrado, es necesario tener en cuenta cuatro puntos de control. El cuarto punto se escoge en la parte más cercana del plano, con la posibilidad que quede más cerca del eje derecho (punto 4).

Al seleccionar los lugares de la posición de los puntos de control es necesario tener en cuenta el relieve del terreno y tratar de que la realización de los trabajos geodésicos sea más sencilla y cómoda. Estos trabajos son necesarios para el amarre del punto, como también para calcular el movimiento del frente para garantizarles a los puntos una permanencia duradera.

7.14. Trabajos de campo

7.14.1. Reconocimiento de la cantera

El objetivo fundamental del reconocimiento es revelar los cambios necesarios e incluir los complementos en el proyecto preliminar.

Con los resultados del reconocimiento se confecciona el proyecto de trabajo de distribución y del amarre geodésico de los puntos de las bases y de corrección, para que en el proceso del reconocimiento se determinen en el terreno los límites del área del levantamiento de la cantera. Se precisarán los lugares de las posiciones en las bases de la fotografía y de los puntos de corrección; se situarán los límites del área de trabajo para cada estereograma; se confecciona el esquema de las determinaciones de los puntos geodésicos y de corrección de las bases.

Todos estos datos en el proceso de reconocimiento se trazan con lápiz fino en el plano, utilizado para la confección del proyecto preliminar.

Las exigencias presentadas en la selección de los lugares de la posición de las bases y de los puntos de corrección son los mismos que se emplean en la confección del proyecto.

Para el replanteo de la dirección de la base hay que señalar, desde un punto de la base, la dirección del rayo principal en el caso de levantamiento normal y luego en la perpendicular con respecto a él se traza la base.

Después de la selección de la base, su punto final se fija en el terreno en relación con lo que se exige en la conferencia anterior (punto 6).

El trabajo en la zona de ubicación del punto de corrección, sujeto a la determinación geométrica, consiste en la situación del lugar de la posición del punto, en su fijación y marcación. El punto de corrección debe ser bien visible desde la base de la fotografía. Los puntos de corrección se fijan en relación con las exigencias de lo planteado en el punto 6.

Al terminar el reconocimiento se hacen dos esquemas de trabajo: 1) el esquema del levantamiento con el fototeodolito; 2) el esquema de las determinaciones geodésicas de los puntos de las bases y de los puntos de corrección.

En el esquema del levantamiento fototeodolito se trazan: la posición de las bases de la fotografía señalando la longitud de cada base, su número y tipo de levantamiento o los límites del levantamiento desde cada base; los contornos de los espacios muertos (zona la cual a causa de las particularidades de la cantera no es posible levantar con el método fototeodolito), la posición de los puntos de corrección, y terminar el levantamiento con el método taquimétrico y otras.

En el esquema de las determinaciones geodésicas se trazan los puntos de apoyo, los puntos de la base y los puntos de corrección, señalándole su número y nombre. En el esquema se señala el método de la determinación de los puntos de las bases y de corrección.

7.14.2. Fijación, marcación y determinación geodésica de los puntos

Los puntos de corrección y de la base se fijan con centros temporales y permanentes. Como centros temporales se recomienda emplear los tubos de hierro con una longitud de 30 cm - 60 cm (en dependencia de la dureza del suelo) y con diámetro cerca de 5 cm.

El segundo punto (a veces el derecho) de cada base se fija con estacas de madera para el centraje del equipo, en la estaca se clava un clavo. El tubo o la estaca se clava en el suelo. Para una mejor búsqueda de los puntos de las bases y de corrección se excavan con un radio de 1m.

Antes del levantamiento se marcan todos los puntos de corrección y los puntos de la red de apoyo y de la base del levantamiento.

Para la marcación sobre dos puntos se colocan señales preparadas con linternas, pedazo de madera o algún tejido. Las señales con linternas se preparan en forma de pantalla de forma rectangular (ver fig. 7.42a) pegada a una pértiga, en forma tal que sus extremos salgan de los límites de la pantalla a ambos locales a 20 cm -30 cm. Un extremo de la pértiga se pone en el tubo en el cual está fijado el punto, y el otro sirve para las observaciones geodésicas de la señal desde otros puntos. Las señales se pueden preparar de tejido del mismo color en forma de triángulo isósceles estirado. Los tipos de señales indicadas se muestran en la fig. 7.42 a y b.

El color de la señal debe diferenciarse del fondo (interferencia) en el cual se proyecta durante las observaciones desde la base. Es por eso que las señales linternas, (hierro) se pintan y para las telas se escoge el tejido del color necesario.

Después de la colocación de la señal se mide su altura desde el centro del punto (tubo, estaca, etc) hasta el borde de la señal, y el resultado de las mediciones se anotan en una libreta especial; y se pone la fecha de su colocación (ver fig. 7.42). Las medidas mínimas de la señal dependen de la distancia entre la señal y la base y debe de seleccionarse el mismo cálculo, para que la imagen de la señal en la foto tenga las medidas no menores de 0,10 mm x 0,04 mm. Para la determinación de las medidas mínimas admisibles de las señales se recomienda utilizar la fórmula:

$$r = l \frac{Y}{f_k}$$

donde:

r: Medida vertical en horizontal de la señal, m.

e: Medida correspondiente de la imagen de la señal en la foto, mm.

y: Distancia desde el punto de la base hasta la señal a lo largo del eje de la cámara, m.

f_k : Distancia focal de la cámara del levantamiento, mm.

Las medidas mínimas de las señales para la cámara con $f_k = 190$ mm están vinculadas en la tabla 7.5.

Tabla 7.5. Medidas mínimas de las señales

MEDIDAS	DISTANCIA (EN METROS)						
	600	800	1 000	1 500	2 000	2 500	3 000
VERTICAL	0,30	0,40	0,50	0,75	1,00	1,30	150
HORIZONTAL	0,12	0,16	0,20	0,30	0,40	0,50	050

Las mediciones geodésicas se hacen en relación con el esquema confeccionado en la proyección.

La base de la fotografía debe ser medida con un valor relativo no mayor de 1:2 000. Para la medición de la longitud de la base se recomienda el método paraláctico, con la utilización de la mira Bala 2m".

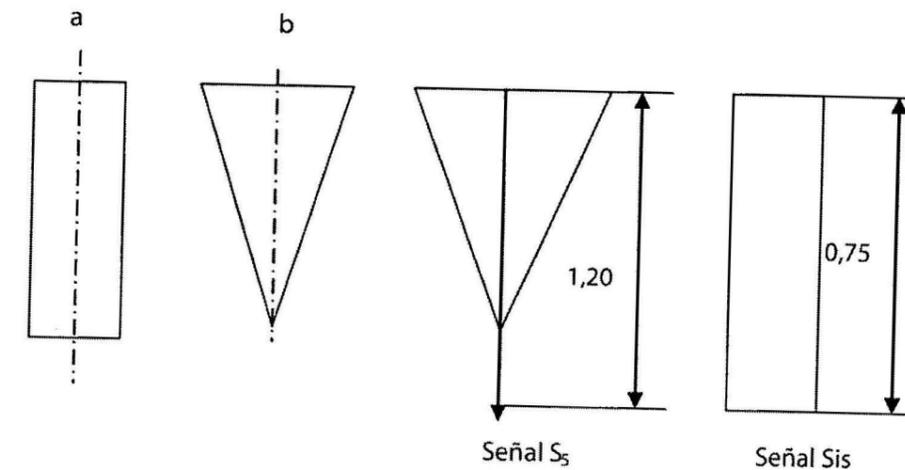


Fig. 7.42. Señales para la marcación de los puntos.

7.14.3. Levantamiento con el fototeodolito

Antes de comenzar el levantamiento con fotos se analiza el fototeodolito en conjunto con una foto que hayamos trabajado, con el objetivo de determinar el tiempo de exposición en las diferentes condiciones de iluminación en diferente cara del día.

Para la realización del levantamiento con el fototeodolito en los puntos izquierdo y derecho de la base se ponen trípodes. En el trípode izquierdo se pone el fototeodolito (photo 19/131), y en el derecho una tarjeta visual. El centraje se realiza con el método corriente del centraje de los equipos geodésicos: la plomada y el centraje óptico.

Para mejor comodidad del trabajo el trípode se pone de forma tal que una pata esté dirigida hacia el lado del levantamiento, y la línea que une los extremos de las otras patas esté paralela a la base.

Después de la colocación del fototeodolito y de la tarjeta visual se mide la altura del equipo y esa altura se recomienda medir hasta el canto superior del casquillo del soporte. Entonces la altura del equipo se obtiene como la suma de la distancia medida i y la constante Δi para cada equipo.

Para el Protheo la constante Δi en la posición central del objetivo es igual a 11 cm. Para el eodolito Theo-020- 14 cm, para la tarjeta 14 cm, para la mira taquimétrica 4 cm. Los resultados de las mediciones se anotan en la libreta del topógrafo. Luego se aclara la necesidad del desplazamiento del objetivo en cuanto su altura desde la posición cero. Después se abre la tapa del cristal mate, se quita la tapa del objetivo y se aprieta el fototeodolito hacia el objetivo del levantamiento, y vemos su imagen en el cristal mate. Si alguna parte de la zona no sale en la foto, entonces el desplazamiento del objetivo obtiene su aparición en el campo visual. La posición del objetivo se anota en la libreta.

Orden de fotografiar

1. Se cierra el objetivo con la tapa, se libera el mecanismo de fijación del marco operado de la cámara y se quita el marco con el cristal mate.
2. Se pone el casete en la cámara y se corre la tapa, con un giro del peine circular (cilíndrico) se empuja el marco hacia delante, trayendo como resultado que la placa se comprima con el marco opresor de la cámara mediante un resorte.
3. Se determina el tiempo de exposición (con el fotómetro o tabla).
4. En el mecanismo de orientación se pone la lectura correspondiente al tipo de levantamiento señalado (normal, desviación a la izquierda o a la derecha).
5. En el numerador se pone el número de la foto, y en el registrador el tipo de levantamiento (A, AL, AR en el levantamiento desde el punto izquierdo de la base; B, BL, BR, en el levantamiento desde el punto derecho de la base).
6. Se afloja el tornillo de la cámara y se mira, para la señal (tarjeta) colocada en el punto derecho, el anteojo del mecanismo de orientación.
7. Se verifica la correcta colocación de la lectura y la posición del nivel de la cámara fotográfica; la posición del nivel de burbuja se corrige si es necesario y de nuevo se verifica la exactitud de la visual.
8. Hay que tener cuidado que no se perturbe la orientación del instrumento, se realiza la exposición.
9. Se afloja el soporte del casete de la cámara, se pone la tapa del casete y, este se extrae del mecanismo de sujeción.

Al terminar la fotografía desde el punto izquierdo, el fototeodolito se quita del soporte y se traslada para el punto derecho, y en la izquierda se pone una tarjeta visual. El levantamiento desde el punto derecho de la base se realiza con esa misma sucesión. El traslado del teodolito y de la tarjeta se realiza con mucho cuidado para no perturbar la posición del trípode.

Libreta del levantamiento con el fototeodolito

Punto del levantamiento 10

Fecha 15.VII 1982. Comienzo 12:15 pm

Fin 13:00 pm

El tiempo: nublado (claro, oscuro, etcétera).

Tabla 7.6. Libreta de anotaciones de campo

Índice de la foto	Lectura φ (en grados)	No. de casetes	No. de fotos	Posición del objetivo	Tiempo de exp. (en seg.)	Iluminación	Altura del equipo (en cm)
A	300,00	1	15	0	5	Sol a través de las nueve	115
AL	265,00	2	16	-30	5	También	
A	335,00	3	17	-35	6	También	
B	100,00	4	18	0	7	El objetivo en la cámara fotográfica	
BL	65,00	5	19	-30	7	También	100
BR	135,00	6	20	-35	7	También	

7.15. Cálculo de las coordenadas fotogramétricas de los puntos de control con los datos de las medidas geodésicas

Como se dijo antes, para cada punto de control deben ser determinadas las coordenadas X_k, Y_k, Z_k . Las coordenadas planimétricas de los puntos de control se determinan por la introducción directa, recorrida con teodolito y otros. Las cotas de los puntos se determinan con la nivelación geométrica de IV o por la nivelación técnica. La exactitud en la determinación de los puntos de control debe comprenderse a la exactitud del levantamiento base y no superar en el mismo un error de $\pm 0,2$ mm (para la escala 1:1 000).

Antes de construir el plano topográfico minero en el levantamiento estéreo terrestre, es necesario nuevamente contactar la regularidad del levantamiento. Para hacer esto, primeramente es necesario comparar las coordenadas de los puntos de control determinados por mediciones geodésicas, las cuales sirven de partida, con las coordenadas de estos mismos puntos obtenidos de mediciones fotogramétricas. En estos trabajos lo más sencillo es la reducción de las coordenadas geodésicas de los puntos de control hacia las fotogramétricas.

El cálculo de las coordenadas fotogramétricas de los puntos en la geodésica se realiza de la manera siguiente:

1. Se calcula el ángulo de dirección de la dirección del eje óptico de la cámara de fotografiar en el punto izquierdo de la base en el caso normal de levantamiento por la fórmula siguiente:

$$T_0 = T - 90^\circ \quad (7.70)$$

donde:

T : Ángulo de dirección de la base conocido desde el amarre.

2. Se calculan los incrementos de las coordenadas geodésicas de los puntos de control con respecto al punto izquierdo de la base por las fórmulas:

$$\begin{aligned} \Delta x &= X_k - X_s \\ \Delta y &= Y_k - Y_s \\ \Delta z &= Z_k - H_0 \end{aligned} \quad (7.71)$$

donde:

X_k, Y_k, Z_k : Coordenadas geodésicas de los puntos de control.

X_s, Y_s, Z_s : Coordenadas geodésicas del punto izquierdo de la base.

$H_0 = Z_s + i$: Cota del punto de enlace del objetivo de la cámara de fotografiar en el punto izquierdo de la base.

Se calculan las coordenadas fotogramétricas de los puntos de control por las fórmulas:

$$\begin{aligned} Y_{fk} &= \Delta x \cos T_0 + \Delta y \sin T_0 \\ X_{fk} &= \Delta y \cos T_0 - \Delta x \sin T_0 \\ Z_{fk} &= \Delta z \end{aligned} \quad (7.72)$$

Las coordenadas fotogramétricas de los puntos de control se calculan por segunda vez por las fórmulas (7.58), (7.60), (7.61), con los valores medidos X, Z, P en las fotos.

Luego se realiza la comparación de las coordenadas obtenidas con las antes calculadas de las mediciones geodésicas. Las diferencias Dx_p, Dz_p no deben superar los valores calculados por las fórmulas:

$$\begin{aligned} m_{y_f} &= \pm y_f \sqrt{\left(\frac{mb}{b}\right)^2 + \left(\frac{mf}{f}\right)^2 + \left(\frac{mp}{p}\right)^2} \\ m_{x_f} &= \pm x_f \sqrt{\left(\frac{mb}{b}\right)^2 + \left(\frac{mx}{x}\right)^2 + \left(\frac{mp}{p}\right)^2} \\ m_{z_f} &= \pm z_f \sqrt{\left(\frac{mb}{b}\right)^2 + \left(\frac{mz}{z}\right)^2 + \left(\frac{mp}{p}\right)^2} \end{aligned} \quad (7.73)$$

donde:

$\frac{mb}{b}$: Error relativo de la determinación de la base.

$\frac{mf}{f}$: Error relativo de la determinación de la distancia focal en la cámara fotográfica.

$\frac{mx}{x}$: Errores absolutos de determinación de las coordenadas x, z , y del paralaje

horizontal P .

En las fórmulas (8.59) los errores relativos $\frac{mb}{b}$ y $\frac{mf}{f}$ son constantes, ya que dependen solamente de la exactitud de la medición de la base en las condiciones del campo y de la determinación de la distancia focal de la cámara de fotografiar.

Los errores $\frac{mx}{x}, \frac{mz}{z}$ y $\frac{mp}{p}$ son magnitudes variables y dependen no solamente de la exactitud de la determinación de x, z, p , sino también del valor de estas magnitudes, es decir de la posición de los puntos observadas en las fotos. Cuando los valores x y z sean iguales a cero, los errores $\frac{mx}{x}$ y $\frac{mz}{z}$ no podrán ser determinados y en este caso para el cálculo de una parte de los errores mx_f, mz_f que dependen de mx y mz , se pueden emplear las fórmulas:

$\frac{Y_f}{F} mx; \frac{Y_f}{f} mz$ (7.60) de las cuales se obtiene la sustitución P por $\frac{bf}{Y_f}$. El error relativo $\frac{mp}{p}$ puede ser siempre calculado ya que P nunca será igual a cero.

En la primera aproximación la exactitud de la determinación de Y_f, X_f, Z_f se puede calcular en dependencia, solamente, de los errores $\frac{mb}{b}$:

$$mY_f = Y_f \frac{mp}{p}$$

$$mX_f = X_f \frac{mp}{p}$$

$$mZ_f = Z_f \frac{mp}{p} \quad (7.74)$$

En este caso no se tiene en cuenta el error $\frac{mb}{b}$, el cual no supera $\frac{1}{3000}$ y el error $\frac{mf}{f}$ para $f = 200 \text{ mm} = \frac{1}{6000}$.

Prácticamente las diferencias $\Delta Y_f, \Delta X_f, \Delta Z_f$ con $f = 200 \text{ mm}$, $1:m = 1:1000$, en el caso normal de levantamiento, no debe superar los valores $\pm 0,4 \text{ m}, \pm 0,2 \text{ m}$ y $\pm 0,1 \text{ m}$ correspondientes.

En el caso de levantamiento de inclinación uniforme, los cálculos de las coordenadas fotogramétricas en la geodésica se realizan iguales que para el caso normal, solamente el ángulo de dirección T_0 del eje óptico se calcula por la fórmula:

$$T_0 = T - (90^\circ \pm \varphi) \quad (7.75)$$

(Para la inclinación a la izquierda $90^\circ + \varphi$ y para la inclinación a la derecha $90^\circ - \varphi$).

Las coordenadas fotogramétricas de los puntos de control se calculan dobles con los valores medidos x, x y p por las fórmulas (7.59), (7.60) y (7.61).

7.15.1. Cálculo de volumen

Para el cálculo de los volúmenes de las masas mineras extraídas se emplean los métodos de las secciones horizontales y verticales.

El método de las secciones horizontales se emplea para el cálculo de los volúmenes en las canteras, donde el levantamiento se realiza en el frente limpio y los bordes tienen una forma sinuosa. La parte del escalón de la cantera para el cual se determina el volumen se traza en bloques separados, con un cálculo que en cada bloque caiga la zona con las cotas iguales aproximadamente a lo largo de los bordes. El volumen de cada bloque se calcula por la fórmula:

$$V = \frac{S_1 + S_2}{2} h_{m\acute{a}x} \quad (7.76)$$

donde:

S_1 : Área trabajada, determinada en el borde superior.

S_2 : Área trabajada, determinada por el borde inferior.

$h_{m\acute{a}x}$: Altura media del escalón; se determina por la diferencia de las cotas medias de los bordes superiores e inferiores.

Para el caso cuando el levantamiento se efectúa por el borde superior y con dos límites del corrimiento de tierra, el cálculo se realiza por la fórmula:

$$V = \frac{S_1 + S_2}{2} h'_{medio} + \frac{S_2 + S_3}{2} h''_{medio} \quad (7.77)$$

donde:

S_2 : Área trabajada en el límite superior del corrimiento de tierra.

S_1 : Área trabajada en el borde superior.

S_3 : Área trabajada en el límite inferior del corrimiento de tierra.

h''_{medio}, h'_{medio} : Altura media de las capas separadas del escalón.

En algunas canteras el cálculo de los volúmenes se realiza solamente con el levantamiento de un borde superior, por el cual se determina el área del espacio laborado y la cota media.

La altura media del escalón se calcula como la diferencia de la cota media del borde superior y la cota media del piso del escalón, determinado por la nivelación de un número limitado de los puntos. En este caso el volumen se calcula por la fórmula:

$$V = S h_{media} \quad (7.78)$$

Con el estudio del método del cálculo de los volúmenes podemos hacer la conclusión de que, para la utilización máxima del levantamiento estéreo con fotos (estéreo fotolevantamiento) terrestre en las canteras, será ventajoso el segundo método, en el cual los volúmenes se calculan por la determinación del área en el levantamiento solamente del borde superior, y la cota media del borde inferior se determina por la nivelación de un número no muy grande de puntos. En este caso el peso específico del estereofoto levantamiento en el volumen total de todos los trabajos crecerá, entonces surge la posibilidad de determinar la posición de los bordes superiores de todos los escalones.

7.16. Fotogrametría digital

7.16.1. Introducción

Fotogrametría digital sigue los mismos pasos de la fotogrametría tradicional analítica/ analógica con los equipos óptico-mecánicos de restitución, con alto costo en momento de adquisición y después en su mantenimiento preventivo y suministro de piezas de repuesto.

El método fotogramétrico tradicional consiste en la toma de fotografías aéreas consecutivas con sobre - posición longitudinal de 60 %. En caso de levantamientos medianos y grandes, se realizan varias líneas de vuelo con sobre-posición transversal de 30 % para obtener una cobertura completa del área objeto del levantamiento de planimetría y altimetría del terreno natural.

Dos fotografías aéreas con sobre - posición longitudinal de 60 % forman un par estereoscópico.

El método fotogramétrico digital se basa en la digitalización de cada fotografía con formato 23 cm x 23 cm desde la película aérea original (negativo) o las diapositivas con un escáner fotogramétrico:

- Resolución obtenida: 1 micrón
- Precisión geométrica: < 3 micrones

Para la orientación absoluta de cada par estereoscópico en sistema de coordenadas, ligada con la red fija de INEGI, se tienen que identificar y medir en campo, con GPS de precisión milimétrica, seis puntos de control terrestre por cada modelo estereoscópico. Este requerimiento de medición y cálculo de puntos de control terrestre es igual que en la fotogrametría tradicional.

7.16.2. Desarrollo de la fotogrametría digital

La evolución de la Fotogrametría está en relación directa con el avance tecnológico en los instrumentos de restitución. Los restituidores analógicos de la primera etapa tenían un funcionamiento óptico mecánico de gran precisión, pero de baja eficiencia y productividad. Se trabajaba directamente con las imágenes fotográficas positivas o negativos y las coordenadas planimétricas y altimétricas se obtenían de escalas y contadores conectados a los husillos. Para operaciones que implicaban frecuentes lecturas de coordenadas, se podía realizar una conexión a un sistema de adquisición de datos consistente, en un dispositivo electrónico compuesto de tres codificadores incrementales acoplados a los husillos X, Y, Z. Esto era muy útil para la determinación de los puntos de paso para la aerotriangulación, en el registro de los mojones límites (bien identificados) de parcelas, en el catastro, en la restitución de perfiles altimétricos, etc. La eficiencia se evaluaba en función de la cantidad de cartas topográficas que era capaz de dibujar la mesa trazadora, puesto que las funciones de operador y dibujante pueden acumularse en una sola persona.

Debido al aumento de la exigencia de los usuarios y a una transformación lógica y previsible de la tecnología los instrumentos de restitución, evolucionaron hacia los estereorrestituidores analíticos; tales instrumentos alcanzaron tal grado de desarrollo que se hace muy difícil establecer hoy una separación con la fotogrametría absolutamente digital. Algunos de los puntos a destacar de estos instrumentos analíticos son: su técnica constructiva de vanguardia (hardware), su arquitectura modular, sus prestaciones elevadas, su precisión y su *software* adecuado. Fueron diseñados para la Cartografía en Línea, con una alta precisión cartográfica, algunos elementos a destacar son los siguientes:

- Soportes de imagen: película (*film*) negativos – diapositivas.
- Salida gráfica a la pantalla: revisión del mapa digital, pantalla interactiva.
- Trazadoras de tambor.
- Precisión de medición 2 mm.
- Superposición de imágenes raster.
- Orientación semiautomática del Modelo.
- Medición automática de altitudes: modelos altimétricos digitales (sistema de Correlador).
- Ortofotos digitales.
- Orientación del Modelo para imágenes de satélite SPOT.
- Aerotriangulación: ajuste de bloques (PATH-M).

7.16.3. Estaciones fotogramétricas digitales

Las estaciones fotogramétricas digitales están compuestas principalmente por una computadora tipo PC y una serie de dispositivos especiales, que permiten realizar las mismas funciones de un restituidor analítico, pero en forma totalmente digital. Los principios geométricos de coplanaridad de rayos siguen estando vigentes para las orientaciones, pero ahora a través de algoritmos de imagen epipolar. Se reemplazan las imágenes sobre *film* (negativo o positivo) por archivos digitales de imágenes raster, para lo cual es necesario disponer de un escáner fotogramétrico de alta resolución. Generalmente los sistemas de visión estereoscópica se basan en el método de anaglifos o de gafas activas LCD. La orientación del Modelo ahora es prácticamente automática y la gran cantidad de *software* disponible permite una actualización continua a bajo costo.

Los componentes básicos del *hardware* de un equipo de fotogrametría digital pueden apreciarse en la figura 7.43. Los periféricos de entrada generalmente son: un escáner fotogramétrico, CD ROM o cinta magnética que contienen datos, imágenes y una cámara digital de buenas condiciones métricas que entrega directamente datos en imagen digital. Los periféricos envían datos imagen a la

Unidad Central de Proceso (CPU), que actúa como una estación de trabajo; la CPU puede contar con un procesador Pentium y algún sistema Windows NT, además debe poseer un disco rígido de gran capacidad de almacenamiento y memoria RAM suficiente como para mover sin inconvenientes la gran cantidad de datos *bits* que genera una imagen digital. Conjuntamente con esto el equipo debe ser capaz de emular las capacidades de un estereorrestituidor analítico, por tanto tiene que disponer de un sistema de visión estereoscópico, así como manivelas X, Y, y pedal Z para efectuar fácilmente la restitución, además de las aplicaciones Zoom, Move, estilóptico con control de tamaño variable, etc. Los periféricos de salida generalmente son un Plotter o impresora, pantalla video y capas de archivos digitales (Layers), que son las vituallas de un sistema de información geográfico (SIG).

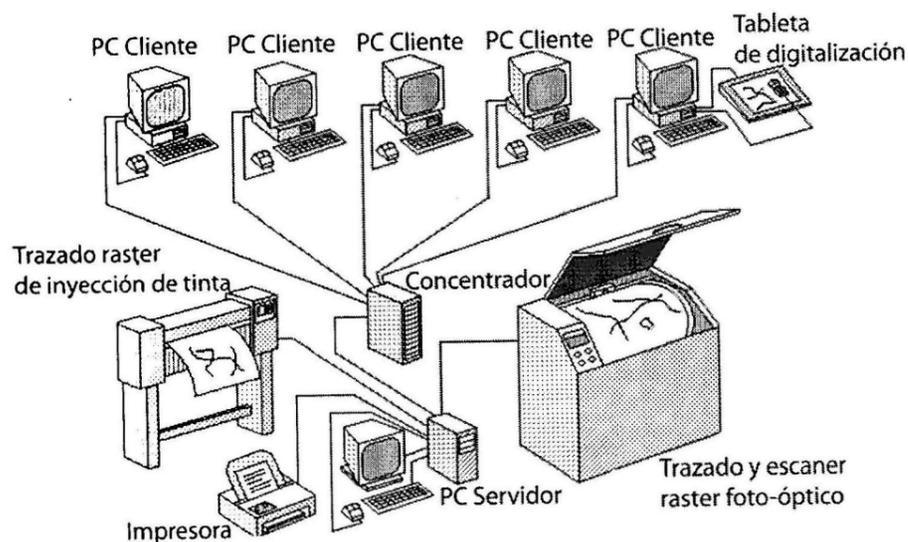


Fig. 7.43. Patrón actual de monitores de vídeo (imagen tomada de Internet).

Un sistema como este, en general, está compuesto por:

- Monitor(es) de vídeo.
- Dispositivo de visión estereoscópica – Anteojos con control infrarrojo, monitores especiales de alta velocidad de refresco, etcétera.
- CPU gráfica, o placa de vídeo especial, placa aceleradora.
- CPU general.
- Periféricos de Entrada/Salida – Teclado, mouse, scanner, mesa digitalizadora, plotter y/o impresora.
- Dispositivo de medición estereoscópica – *Trackball*, topo-mouse, etcétera.
- Módulos de *software* dedicadas las operaciones fotogramétricas, tales como: orientación interior, orientación relativa y orientación absoluta, u orientación exterior (relativa + absoluta simultáneamente), aerotriangulación (medición y cálculo), restitución, rectificación y remuestreo de imágenes (geometría epipolar), extracción de modelos digitales (DTM) del terreno, generación de orto - imagen, integración con sistemas de información geográfica, etcétera.

El patrón actual de monitores de video para este tipo de aplicación se encuentra entre 19 y 21 pulgadas.

Productos que se obtienen con una Estación Fotogramétrica Digital:

- Procesamiento de imágenes.
- Generación automática de MDE (DTM).
- Ortofotos.
- Mosaicos de ortofotos y de ortofotomapas.
- Vistas en perspectiva.
- Vuelos simulados 2D/3D (Realidad nirtual).
- Procesamiento sensores remotos.
- Ortofotos Reales = Edificios verticales.
- Interpolación de Curvas de Nivel.
- Curvas + Ortofotos = ORTOFOTOMAPAS.

7.16.4. Algunas consideraciones sobre cámaras fotogramétricas aéreas digitales

En el campo de las cámaras aéreas para fotogrametría se está en los comienzos de una nueva era: la utilización de cámaras digitales de alta resolución y precisión. Se indicarán algunas características básicas para dar una idea de las posibilidades de estas cámaras y la necesidad de relacionarlas con sistemas de navegación.

Las cámaras digitales permiten una mayor eficiencia en el proceso de producción de imágenes digitales, pero por el momento es discutible si van, en poco tiempo, a reemplazar totalmente a la cámara fotogramétrica analógica. La razón es que la mejor resolución que se obtiene por ahora es de un píxel de aproximadamente unos 20 micrones.

Cámaras digitales de pequeño formato con proyección central

Generalmente las cámaras son de un formato menor que las analógicas y están compuestas por una arquitectura de CCDs formando conjuntos de elementos sensores. La resolución del píxel puede alcanzar los 12 mm x 12 mm, obteniéndose una resolución total o tamaño de la imagen de salida de 7680 x 13824 píxeles, con un sistema óptico de 120 mm para el modo Pancromático. Para el caso del modo Multiespectral, estas cámaras cuentan con cuatro canales, tres para la composición color (RGB) y uno para el cercano infrarrojo (N-IR). La resolución radiométrica para las cámaras aéreas digitales más avanzadas es de 12 *bits* por píxel, además cuentan con un gran poder de almacenamiento de *bytes* para poder registrar una gran cantidad de imágenes por cada una de las misiones, aproximadamente la cantidad de dato digital está por encima de los 800 Gb.

El problema del desplazamiento de la imagen de los puntos, debido al movimiento del avión mientras se encuentra abierto el obturador en el proceso de registro de la imagen, se soluciona de una manera similar a las cámaras analógicas. Se utiliza un sistema FMC (*Forward Motion Compensation*) consistente en un proceso electrónico de retardo o demora en el tiempo de integración de la imagen.

Características particulares de las cámaras digitales:

- En general tienen las mismas condiciones métricas que las de gran formato.
- Permiten la utilización de aviones pequeños y ubicarla en lugares menos accesibles del avión, debido a que se manejan por control remoto.
- Son mucho menos costosas.

- Necesitan más corridas para cubrir la misma superficie, pero los costos del vuelo son pequeños respecto al costo del producto final.
- Se presentan con distintas cabezas y sensores: una cabeza con sensor pancromático, una cabeza con sensor RGB, dos cabezas pancromáticas y dos cabezas RGB, equipadas con distintos filtros, también tienen la posibilidad de registrar energía electromagnética en el infrarrojo cercano.
- En este caso a estas cámaras es imprescindible agregarles un soporte giro estabilizado, dado el pequeño formato de la imagen, el eje de la cámara debe estar absolutamente vertical siempre.
- Necesitan de un sistema de navegación y obturación por coordenadas asistida por GPS.
- Es necesario la determinación de coordenadas de toma por GPS, puesto que el pequeño formato de la foto hace imposible utilizar apoyo terrestre.

7.16.5. Correspondencia de imágenes

Cuando se utiliza la técnica de observación de imágenes digitales por pantalla de ordenador frecuentemente es necesario establecer una correspondencia de dos o más imágenes raster, sobre todo para el caso de fotogrametría digital. Por ejemplo, para el caso de la Orientación Interna, la imagen de una marca fiducial se corresponde con un modelo bidimensional de la marca. Para el caso de la Orientación Externa Relativa y Absoluta, partes de una imagen se hacen corresponder con partes de otra imagen para conseguir la formación de un Modelo estereoscópico de aptitud métrica. Otros casos muy frecuentes son la generación de modelos digitales del terreno (DTM) o cuando tratamos el tema de interpretación automática de imágenes, donde partes de una imagen se hacen corresponder con modelos de objetos para identificar y por otra parte situar los objetos de la escena bajo análisis. Generalmente esta traslación de espacios imágenes 3D sobre conjuntos 2D produce una cierta pérdida de información y en muchos casos cuando las imágenes son muy complejas esta correspondencia resulta muy difícil.

Estereocorrelación automática

Para determinar las coordenadas de un punto de una foto aérea, basta con encontrar su homólogo en la otra foto del par estereoscópico. Cuando un operador de restitución realiza la búsqueda e identificación de puntos homólogos sobre el modelo estereoscópico, lo hace en forma mentalmente automática pero precisamente esta tarea, que puede llegar a ser muy repetitiva, generalmente insuena la mayor parte del tiempo de restitución; consecuentemente, si se espera obtener un mayor rendimiento en los tiempos de restitución, esta operación debería lograse automatizar.

Para comenzar a analizar este tema, hay que comenzar primero por considerar los algoritmos de correlación automática. Estos algoritmos realizan la comparación de una pequeña ventana de píxeles correspondiente a los alrededores de un punto considerado en la imagen izquierda, con las distintas ventanas posibles del punto homólogo de la imagen derecha. Esta comparación es bidimensional para el caso de la posición de los píxeles dentro de la matriz imagen y también puede considerarse como tridimensional si consideramos como un atributo espacial a la respuesta radiométrica del píxel (nivel de gris). Aquí se plantea un problema de cálculo bastante importante, ya que el número de operaciones requeridas para encontrar un determinado píxel de una imagen de referencia en su imagen conjugada puede ser muy grande, además cuando las imágenes digitales no han pasado por un buen proceso de ajuste radiométrico previo, se presenta mucha incertidumbre en la determinación del píxel homólogo, puesto que puede haber muchos píxeles con las características del píxel de referencia.

Los algoritmos de cálculo tratan de hallar una solución única y para ello utilizan una técnica que consiste no en comparar niveles de gris de un píxel particular, sino en tomar matrices de píxeles lo más cercanas a la solución final (matrices pequeñas $N \times N$), y comparar con ecuaciones como las de convolución discreta bidimensional. Luego, cuando los niveles de gris de cada píxel de la matriz comparados con los niveles de gris de la otra matriz de la imagen conjugada son iguales, hemos logrado la correspondencia buscada. Esto es desde el punto de vista teórico matemático que surge

como la necesidad de los algoritmos de cálculo, pero en la práctica la situación se presenta más compleja debido a que las imágenes, aparte del "ruido" propio del proceso digital, también se ven afectadas por los factores de los cambios de perspectiva, que hacen que un mismo objeto sobre la superficie del terreno tenga una respuesta radiométrica diferente; por otra parte siempre están las distorsiones geométricas debido al relieve del terreno.

Imagen fotográfica y sus productos

Generalmente a la restitución usual de un Modelo le sigue un proceso cartográfico, que da como resultado la obtención de una Carta Topográfica convencional; las dificultades que presentan estas cartas obtenidas con esta metodología de trabajo está en la actualización. Los productos digitales permiten realizar una actualización continua, no siendo necesario volver a efectuar una restitución. Por otra parte, la posibilidad de manejar la información directamente en capas (*layers*) facilita mucho la carga de datos en Sistemas de Información Geográficos (GIS), agilizando de esta manera la toma de decisiones que, en el campo de los accidentes ambientales por ejemplo, puede ser crucial.

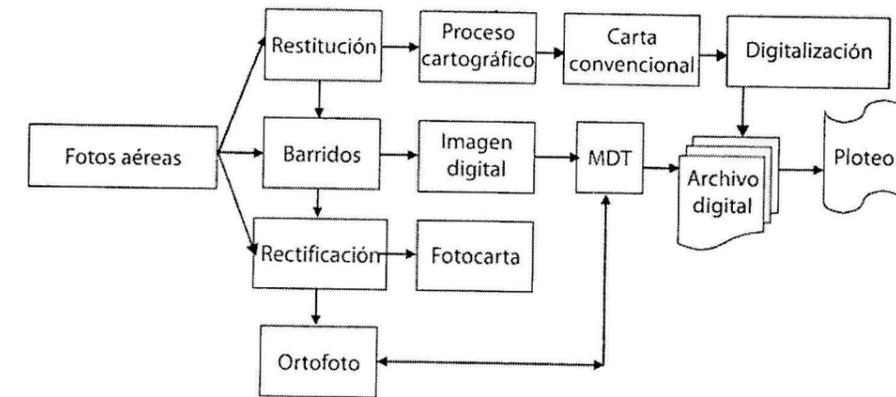


Fig. 7.44. Restitución de un modelo cartográfico usual.

7.16.6. Proceso de construcción de cartografía digital

El proceso de construcción de una cartografía mediante procedimientos digitales no varía mucho de los mecanismos altamente probados y eficaces de la cartografía tradicional.

Luego del control de la calidad del vuelo fotogramétrico en cuanto a su calidad geométrica, se procede a enviar la información a la división de geodesia, que es la encargada de los apoyos de campo. Esta división luego entrega monografías de coordenadas para pasar a la división aerotriangulación. Posteriormente se realiza la restitución y luego diversas pruebas, con el objeto de detectar errores:

- Test de Corrupciones: busca errores e impide que los errores se propaguen.
- Test de Estructura: analiza la estructura general de la restitución.
- Test de Conectividad: analiza la conectividad de las curvas de nivel, que no se corten entre sí.

Capas de conectividad:

- Orografía 3D.
- Hidrografía 3D.
- Construcciones 3D.
- Energía 3D.
- Límites 3D.
- Usos del suelo 3D.

Los test de conectividad se realizan en la misma hoja cartográfica y entre las hojas adyacentes.

Las Cartas Topográficas de Línea contienen información planialtimétrica de gran precisión, es la cartografía básica para la realización de estudios esenciales. El Instituto Geográfico Militar de la República Argentina (IGM) publica Cartas Topográficas a escalas 1:500 000, 1:250 000, 1:100 000 y 1:50 000.

CAPÍTULO VIII

Errores topográficos en la determinación de los volúmenes de mineral (estudio de caso)

8.1. Introducción

Los volúmenes de masa minera, extraída de las minas, se determinan a partir de los resultados del levantamiento topográfico, con el objetivo de controlar el cumplimiento del plan de minería y el control del movimiento de las reservas industriales, pérdidas y empobrecimiento del mineral útil.

El levantamiento empleado para la determinación del volumen de los trabajos mineros realizados sirve de base para la obtención del salario de los trabajadores y para el control de las pérdidas y el empobrecimiento y debe realizarse con la mayor precisión posible. Los errores de cálculo en estos yacimientos pueden conllevar grandes pérdidas, inadmisibles tanto para la empresa como para los obreros de las minas.

En consideración con lo planteado, el topógrafo de la mina debe determinar no solamente el volumen de los trabajos mineros realizados, sino también valorar los errores de su cálculo.

Muchos de los factores que influyen en la diferencia de tonelaje que se obtiene entre el mineral que se extrae de los frentes de excavación y el que se alimenta a las plantas metalúrgicas investigados por diferentes autores no resaltan con claridad la esencia del fenómeno, por lo que el problema no llega a resolverse.

Como el volumen que se calcula en estos yacimientos se fundamenta en los resultados del levantamiento taquimétrico, se analizan aquí los errores que en él están presentes y su influencia en el cálculo de volumen, obtenidos algunos de ellos por las metodologías expuestas en los trabajos de Chaiko, 1969 y VNIMI, 1971; las mismas han sido modificadas por el autor de este trabajo y adaptadas a los yacimientos lateríticos cubanos, y otros que han sido investigados por él.

8.2. Influencia de los errores de la posición de los puntos en la red de levantamiento

Teniendo en cuenta que los puntos topográficos no pueden conservarse permanentemente en la mina debido al avance de los frentes de explotación, el levantamiento taquimétrico al principio y final de cada mes se realiza desde diferentes posiciones de los puntos de la red de apoyo, hecho que provoca la obtención de grandes desviaciones en la determinación de los volúmenes, influenciado por el error de la posición del punto en la red de levantamiento.

Se conoce que no todos los errores de posicionamiento de los puntos de la red de levantamiento influyen sobre la determinación del volumen, sino aquel que se encuentra perpendicular a los contornos de los bordes del escalón y que se representa por mc' y se calcula:

$$mc' = \frac{mc}{\sqrt{2}} \quad (8.1)$$

donde:

mc' : Error de la posición del punto de la red de levantamiento.

$$mv_c = \pm mc' Lh \quad (8.2)$$

Considerando la fórmula precedente, la magnitud relativa del volumen del frente de excavación será:

$$mv_c = \pm \frac{mc'}{d} \quad (8.3)$$

donde:

L, d, h : Longitud, ancho y altura del frente de excavación.

Es evidente que si aumenta el ancho del frente de excavación, disminuye el error del cálculo de volumen.

De la fórmula (8.3) se deduce que las exigencias para la exactitud en la determinación de los puntos de la red de levantamiento deben ser diferentes en dependencia del ancho del frente de excavación para cada mina.

Si el levantamiento del frente de excavación se hace desde varios puntos determinados independientemente, el error relativo en la determinación del volumen será:

$$mv_c = \pm \frac{mc}{d\sqrt{k}} \quad (8.4)$$

donde:

k : Cantidad de puntos en la red de levantamiento.

De esta manera, al aumentar la cantidad de puntos de la red de levantamiento, el error en la determinación del volumen disminuye en \sqrt{k} veces.

En fuentes de literatura técnica antes analizadas, se plantea que la influencia principal sobre el error de la determinación del volumen la ejercen los errores de la posición de los puntos de la red de levantamiento, por lo que el error del cálculo de volumen será solamente igual al del error de la posición del punto en la red de levantamiento, es decir:

$$Mv = mv_c$$

El autor de la Tesis plantea que aquí debe considerarse el error por la linealización de las formas de los frentes de extracción (mv_o), por tanto:

$$Mv = \pm \sqrt{mv_c^2 + mv_o^2} \quad (8.5)$$

Aplicando el principio de las influencias semejantes y sustituyendo a $m = mv_c = mv_o$, se obtiene que $Mv = \pm m\sqrt{2}$.

El error medio en la determinación del volumen en (8.2) no debe superar el 2,5 %, entonces:

$$m = \pm \frac{2,5}{\sqrt{2}} = \frac{2,5}{1,41} = \pm 1,8 \% \quad (8.6)$$

Al utilizar en (8.3) la tolerancia obtenida con anterioridad, se logran los errores medios de la posición de los puntos de la red de levantamiento para los frentes de excavación de diferente ancho (ver tabla 8.1), considerando la variabilidad de la forma de los frentes de explotación. Así para los frentes de 67,7 m de ancho:

$$m_c = \pm 0,018 \cdot 67,7 = 1,22 \text{ m}$$

Para los frentes de 58,6 m de ancho:

$$m_c = \pm 0,018 \cdot 58,6 = 1,05 \text{ m}$$

Tabla 8.1. Determinación de los errores medios de la posición de los puntos en la red de levantamiento

Yacimiento	m_c (m)	L (m)	D (m)	H (m)	M_v (m ³)	M_{vc} (%)
Punta Gorda	0,86	80	67,7	9,35	643,28	1,87
Moa	0,74	80	58,6	15,28	904,57	2,00

Los valores de m'_c se calcularon por (8.1), y los de m_v y M_{vc} por (8.2) y (8.3) respectivamente.

La precisión en la determinación de los puntos de la red de levantamiento está condicionada por la precisión necesaria en la determinación de los volúmenes de extracción de la masa minera y el ancho de los frentes que se emplean en la mina.

La determinación de los puntos de la red de levantamiento se recomienda realizar con distanciómetro electro - óptico, empleando los métodos de microtriangulación, intersecciones, poligonales con teodolito, estaciones totales, GPS, cumpliendo las exigencias de las instrucciones técnicas de GEOCUBA.

Estos errores topográficos disminuyen con la existencia de una adecuada red de puntos de apoyo en las minas y con el aumento del ancho del frente.

En el caso que la longitud del frente tenga una magnitud de 33,0 m, el error de la posición del punto de la red de levantamiento $m_c = 0,018 \cdot 33,0 = 0,59$ m. Por tanto, el error del cálculo de volumen para las minas se calcula según (8.3):

Che Guevara :

$$Mv_c = 0,59/67,7 = 0,87 \%$$

Moa:

$$Mv_c = 0,59/58,6 = 1,00 \%$$

8.3. Influencia de los errores de determinación de los contornos de los bordes superior e inferior de los escalones

La realización del levantamiento taquimétrico de los bordes superior e inferior de los contornos de los frentes de extracción siempre se lleva a cabo desde una superficie irregular y en ocasiones con

derrumbes, por ello los puntos taquimétricos se sitúan generalmente entre 20 m y 40 m aproximadamente, lo que conlleva la irregularidad de los contornos de los bordes y por consiguiente errores de las áreas de las secciones.

Es evidente que la magnitud de los errores del cálculo de las áreas entre los bordes de los contornos linealizado y real de la mina depende, ante todo, de la distancia entre puntos del yacimiento y de la irregularidad de los contornos de los bordes, tanto superior como inferior.

Para poder determinar los errores producidos por la irregularidad de los contornos de los bordes, en la fig. 8.1, a manera de ejemplo se muestra un sector del borde determinado para los puntos 1, 2 y 3, donde los intervalos entre ellos se seleccionaron a una equidistancia (a) de 20 m y se determinaron las longitudes de las ordenadas (b) en el plano entre los bordes superior e inferior, en el cual tomaron los siguientes valores: $b_1 = 8$ m, $b_2 = 14$ m, $b_3 = 10$ m; a es la distancia entre puntos. El área real del sector limitado por el contorno del borde y la recta AB será igual a:

$$S_{A123B} = \frac{a(b_1 + b_2 + b_2 + b_3)}{2} = \frac{20(10 + 28 + 8)}{2} = 20 \cdot 23 = 460 \text{ m}^2 \quad (8.7)$$

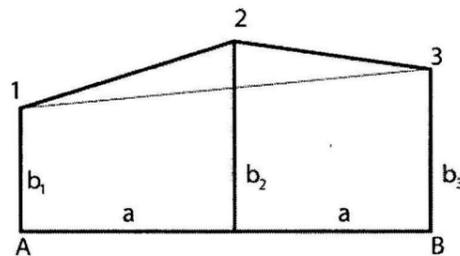


Fig. 8.1. Representación de un contorno limitado por tres puntos.

Si el contorno real 1- 2- 3 se sustituye por el contorno 1-3, entonces el área de la figura A13B será la siguiente:

$$S_{A13B} = \frac{2a(b_1 + b_3)}{2} = \frac{40(10 + 8)}{2} = 40 \cdot 9 = 360 \text{ m}^2 \quad (8.8)$$

La diferencia entre los valores de las fórmulas (8.7) y (8.8) será ΔS_1 , y se denomina irregularidad del contorno y es igual a:

$$\Delta S_1 = \frac{b_1 + b_3 - 2b_2}{4} 2a = \frac{10 + 8 - 28}{4} 40 = 100 \text{ m} \quad (8.9)$$

Al dividir el valor ΔS_1 entre la longitud del sector AB, es decir entre $2a$:

$$2a \frac{(2b_1 + 2b_3 - b_1 - 2b_2 - b_3)}{4} = \frac{s}{2a} = \frac{100}{40} = 2,5 \text{ m} \quad (8.10)$$

De donde se obtiene el error por la irregularidad (linealización) del contorno.

Para poder operar con los errores de la irregularidad de los contornos de los bordes, al igual que con los errores casuales, es necesario conocer si existe una ley de distribución normal.

Utilizando *software* especializados de estadística matemática se analizaron varios contornos; las segundas diferencias de las ordenadas se distribuyeron normalmente, se construyeron los histogramas de frecuencia.

El histograma que se presenta (ver fig. 8.2) muestra que en el contorno del borde superior del sector experimental número 2 de la mina Moa, las segundas diferencias pueden considerarse distribuidas normalmente.

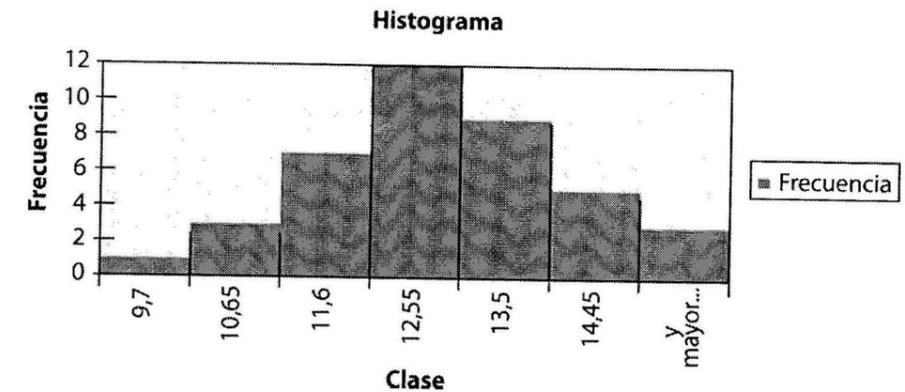


Fig.8.2. Histograma de distribución de las segundas diferencias de las ordenadas.

Conociendo que en estos yacimientos los contornos son bastante irregulares, analizamos por primera vez el área limitada por n puntos (ver fig.8.3), el cálculo se realiza por la fórmula siguiente:

$$S = \frac{a \left[\frac{b_1}{2} + b_2 + \dots + b_n + \frac{b_{(n+1)}}{2} \right]}{n} \quad (8.11)$$

como $l = a \cdot n$ y $b_{media} = \Sigma b/n$

Entonces: $S = l \cdot b_{media}$

donde:

l : Longitud del sector levantado.

a : Distancia entre puntos.

El error de determinación del área en función de los errores producidos por la irregularidad del contorno, se determinó por la expresión siguiente:

$$m_s = l \cdot m_{bmedia} \quad (8.12)$$

De la expresión (8.12) se evidencia que el error del área es proporcional al error de la ordenada media (m_{bmedia}), el cual depende de la magnitud del intervalo (a) y del carácter del contorno del borde (ver fig.8.3).

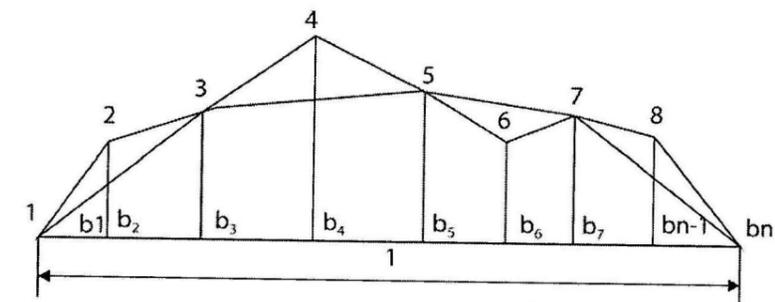


Fig. 8.3. Representación de un contorno limitado por varios puntos.

Al variar la magnitud del intervalo se pueden obtener diferentes magnitudes de mb_{media} .

La determinación del error de mb_{media} se puede realizar mediante la comparación de las ordenadas medias, obtenidas por el número limitado de puntos para los distintos intervalos de distancia y las ordenadas más probables ($b_{probable}$), obtenidas por el levantamiento más detallado (a intervalo de 5 m) de los contornos de los bordes (tablas 8.3 y 8.4) y se puede calcular por la expresión siguiente:

$$m_{b_{media}} = \pm \sqrt{\frac{[\delta \cdot \delta]}{n}} \quad (8.13)$$

donde:

$$\delta : b_{media} - b_{prob}$$

N : Cantidad de diferencias de las ordenadas medias y las ordenadas más probables.

El levantamiento de los contornos se realizó en un plano a escala 1:250, divididos en sectores experimentales de longitud de 40 m. El valor más probable de las ordenadas se obtuvo a intervalo de 5 m.

Los valores de b_{media} para determinar el error del área por la irregularidad de los contornos de los bordes se determinaron para los distintos intervalos de 10m, 20m y 40 m, por las fórmulas siguientes:

Para intervalo de 10 m:

$$b_{media} = \frac{(b_1 + 2b_2 + 2b_5 + 2b_7 + b_9)}{8} \quad (8.14)$$

Para intervalo de 20 m:

$$b_{media} = \frac{(b_1 + 2b_5 + b_9)}{4} \quad (8.15)$$

Para intervalo de 40 m:

$$b_{media} = \frac{(b_1 + b_2)}{2} \quad (8.16)$$

El error del área (m_s) para el sector elemental con longitud (l), considerando los errores de los contornos de los bordes superior e inferior, es igual a:

$$m_{s_a} = \pm m_{b_{media}} \cdot l \sqrt{2} \quad (8.17)$$

y para el frente de excavación con longitud $L = l \cdot n$

$$m_{s_a} = \pm m_{b_{media}} \sqrt{2Ll} \quad (8.18)$$

Al multiplicar y dividir la parte derecha de la expresión (9.18) por (a) se obtiene que:

$$m_{s_a} = \frac{m_{b_{media}}}{a \sqrt{2l} \cdot a \sqrt{L}} \quad (8.19)$$

Suponiendo que:

$$\frac{m_{b_{media}}}{a \sqrt{2l}} = K \quad (8.20)$$

$$\text{entonces } m_{s_a} = Ka \sqrt{L}$$

donde:

K : Coeficiente de irregularidad de los contornos de los bordes de los escalones.

De esta manera se puede afirmar que el error del área de la sección horizontal, determinado por el levantamiento taquimétrico, depende del intervalo (a) entre puntos, de la longitud del frente de excavación (L) y del coeficiente K .

El coeficiente K depende de mb_{media} (error de la ordenada media), que es determinado por el carácter de los contornos y de la magnitud (a): cuantos más complejos sean los contornos, mayores valores de mb_{media} se obtendrán, y por tanto mayor será también el coeficiente K (tabla 8.3).

El error del volumen para rocas blandas se determinó por la ecuación siguiente:

$$m_{v_s} = \frac{(0,11a^{1,1}h\sqrt{L})}{\sqrt{2}} \quad (8.21)$$

donde:

a : Intervalo entre puntos.

L : Longitud del frente de excavación.

El error relativo de determinación del volumen se determinó por la relación siguiente:

$$M_{v_s} = \frac{(0,11a^{1,1})}{d\sqrt{2L}} 100 \quad (8.22)$$

donde:

d : Ancho del talud.

En la tabla 8.2 se pueden apreciar los resultados de la determinación del coeficiente de irregularidad (K) de los contornos superior e inferior de los escalones, para diferentes distancias entre puntos (a). Como se observa, los contornos del yacimiento Moa, Holguín son más complejos que los de Punta Gorda, según el coeficiente de irregularidad (K) obtenido.

Tabla 8.2. Cálculo del coeficiente de irregularidad (K)

Yacimiento	Sector	Errores de $m_{b_{media}}$			Coeficiente de irregularidad (K)		
		a=10	a=20	a=40	a=10	a=20	a=40
Punta Gorda	11	0,50	0,86	1,53	0,63	0,54	0,48
Moa	14	0,71	0,80	1,70	0,89	0,50	0,53

En la tabla 8.3 se presentan los errores relativos de determinación del volumen, sin considerar el coeficiente de irregularidad de los contornos (K).

Estos errores fueron calculados por las fórmulas (8.21) y (8.22) para rocas blandas, con coeficiente de fortaleza $f = 2$ (según Protodiákonov).

Tabla 8.3. Error relativo de determinación del volumen sin considerar el coeficiente K

Yacimiento	Sect.	m _{sa} (m ²)			Error relativo de determinación del volumen					
		10	20	40	(m ³)			(%)		
					10	20	40	10	20	40
Punta Gorda	11	56	96,5	172	116	249	532	0,49	1,04	2,25
Moa	14	80	89,4	189,5	189	406	870	0,48	1,03	2,20

Se han introducido nuevas fórmulas (8.23), (8.24) y (8.25), creadas por el autor durante la ejecución de este trabajo, que consideran el coeficiente de irregularidad de los contornos en el cálculo de volumen. Los resultados obtenidos se aproximan con mayor exactitud al valor real.

Proponemos realizar el cálculo del error del volumen, considerando la irregularidad del contorno K por las fórmulas siguientes:

$$m_{vs} = \frac{Kah\sqrt{L}}{\sqrt{2}} m^3 \quad (8.23)$$

el resultado se comprueba a través de la fórmula siguiente:

$$m_{vs} = \frac{m_s h}{\sqrt{2}} m^3 \quad (8.24)$$

En ambas fórmulas se obtuvieron resultados idénticos.

En unidades relativas:

$$M_{vs} = \frac{Ka}{d\sqrt{L}} 100\% \quad (8.25)$$

Tabla 8.4. Error relativo de determinación del volumen considerando el coeficiente K

Yacimiento	Sect.	m _{sa} (m ²)			Error relativo de determinación del volumen					
		10	20	40	(m ³)			(%)		
					10	20	40	10	20	40
Punta Gorda	11	56	96,5	172	371	637	1141	1,17	2,30	4,67
Moa	14	80	89,4	189,5	867	969	2053	1,35	2,70	5,40

Estos errores disminuyen con la reducción de la distancia entre los puntos de detalle (a) y de la ubicación correcta de la parte quebrada, donde hace cambio de dirección el contorno del borde.

Si tomamos una distancia (a) de 10 m y 20 m, el error disminuye hasta 1,17 % -1,35 %.

8.4. Influencia de la irregularidad de los perfiles de los taludes

Las configuraciones regulares del perfil del escalón son limitadas por la porción del contorno en los bordes superior e inferior, suficiente para la representación gráfica en la proyección en el plano

horizontal y vertical, con la cual se determina el volumen de la masa minera extraída. Sin embargo, en diferentes métodos de extracción y estabilidad de la rocas en el macizo, los ángulos y perfiles de los taludes de los escalones son distintos e inclusive, más complejos, diferenciando así el cálculo de volumen.

En la actualidad, los bordes de los taludes de los escalones se determinan en dos posiciones, borde superior y borde inferior, con cuyas representaciones gráficas se calculan los volúmenes.

Considerando lo antes expresado, es necesario determinar un tercer punto en el escalón para poder configurar bien el talud.

Si se calcula el volumen con relación a los puntos AC (volumen 1) y ABC (volumen 2), (ver fig. 8.4), se obtiene una diferencia de volumen ocasionada por la configuración del talud del escalón y ocurre el denominado error por la configuración del talud, que ejerce gran influencia en el cálculo de volumen.

Se sabe que la forma de los frentes de excavación se determina no solamente por los contornos de los bordes, sino también por la superficie de los escalones; sin embargo, durante la realización del levantamiento taquimétrico del talud de los escalones, estas superficies no se levantan a causa de su inaccesibilidad para el portamira, como resultado de lo cual, en los planos de las secciones verticales transversales, estos taludes se representan en forma de líneas continuas que unen los bordes superior e inferior (ver fig. 8.4).

En la explotación de rocas relativamente blandas, con la utilización de excavadoras, el movimiento de la cuchara durante el arranque de la roca se realiza de abajo hacia arriba en tres ciclos: arranque, arranque - izaje e izaje (ver fig. 8.4). Como resultado de la trayectoria de la cuchara, el perfil del talud va a tener forma cóncava, aproximándose a una parábola.

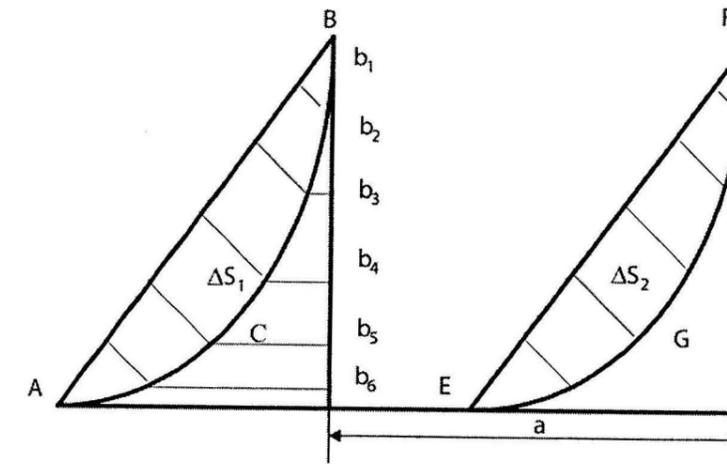


Fig. 8.4. Configuración de los perfiles del talud.

Con relación a la fig. 8.4 donde ABC y EGF representan el perfil real del talud y AB y EF, el linealizado, se tiene que:

$$S_R = S_g - \Delta S_1 + \Delta S_2 \quad (8.26)$$

donde:

S_R y S_G: Áreas de la sección transversal del perfil real y linealizado.

ΔS₁ y ΔS₂: Áreas entre los perfiles real y generalizado de los taludes.

1 y 2: Posición inicial y sucesiva del talud.

De la expresión (8.26) se deduce que:

$$S_g - S_R = \Delta S_1 - \Delta S_2 \quad (8.27)$$

$$\text{Si } S_g - S_R = \Delta; \text{ entonces } \Delta S_1 - \Delta S_2 = \Delta$$

En este caso Δ representa la diferencia entre las áreas de las secciones de los perfiles linearizado y real de los taludes y depende de la magnitud de las áreas ΔS_1 y ΔS_2 .

Si $\Delta S_1 = \Delta S_2$, entonces $\Delta = 0$ y por consiguiente, la posición de los puntos C y G no ejerce influencia en el volumen del frente de excavación. Como demuestra la investigación realizada, en la mayoría de los casos ΔS_1 y ΔS_2 no son iguales y tienen diferencias considerables.

Los trabajos experimentales para determinar los valores de ΔS_1 , ΔS_2 y Δ , se realizaron en distintas minas de la Unión de Empresas del Níquel, con diferentes condiciones minero - geológicas en sectores experimentales de 80 m de longitud a ambos lados del frente de excavación, a intervalos de 5 metros.

En los planos, a intervalos de 5 m se trazaron secciones transversales para medir las ordenadas $b_1, b_2, b_3, \dots, b_{n-1}$ (ver fig. 8.4).

Para cada sección se calcularon las áreas de las figuras ABCA y EFGH y luego los valores de:

$$\Delta S_1 = S_{abcd} - S_{acd} \quad (8.28)$$

$$S_{abcd} = \frac{b_1}{2} \cdot h_1 + \frac{b_1 + b_2}{2} \cdot h_2 + \dots + b_{n-1} + \frac{b_2}{2} \cdot h_{n-1}$$

$$S_{acd} = \frac{b_n}{2} \cdot h$$

Análogamente se determinó ΔS_2 para la siguiente posición del talud.

En cada sector experimental se determinaron las áreas $\Delta S_1, \Delta S_2, \Delta$ y las medias aritméticas

$$\Delta S_{1 \text{ media}}, \Delta S_{2 \text{ media}} \text{ y } \Delta_{\text{media}}$$

$$\Delta_{\text{media}} = \frac{[\Delta_i]}{n} \quad (8.29)$$

La magnitud Δ_{media} se puede analizar como las diferencias entre las áreas de la sección transversal vertical del frente de excavación, obtenidas en los taludes linealizado y real respectivamente.

La dispersión de los valores de Δ_i con respecto a Δ_{media} se determinó como la desviación medio cuadrática:

$$M\Delta = \pm \frac{\sqrt{[(\Delta_i - \Delta_{\text{media}})^2]}}{n-1} \quad (8.30)$$

donde:

n : Cantidad de secciones al determinar Δ_{media} , donde el error del valor medio de la diferencia Δ_{media} es $\Delta M_{\text{media}} = \Delta M/n$.

Todos estos resultados aparecen en la tabla 8.5, donde se observa que el valor medio de ΔS_1 y ΔS_2 tiene diferentes magnitudes.

La diferencia de los volúmenes del frente de excavación determinado en los taludes linearizado y real respectivamente, es:

$$V = V_g - V_R \quad (8.31)$$

donde:

V_g : Volumen linearizado del talud.

V_R : Volumen real del talud.

$$\text{Como: } V = \left[\frac{(S_1 + S_n)}{2} + S_2 + S_3 + \dots + S_{n-1} \right] a$$

$$\text{entonces: } \Delta_v = \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_n}{2} + \Delta_2 + \Delta_3 + \dots + \Delta_{n-1} \right) a$$

$$\text{Supongamos, que, } \frac{\Delta_1 + \Delta_n}{2} = \Delta_i, \text{ entonces,}$$

$$\Delta_v = a (\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \dots + \Delta_{n-1}) \quad (8.32)$$

Al dividir y multiplicar a (8.32) por $n - 1$, se obtiene que:

$$\Delta_v = a \cdot n - 1 \frac{(\Sigma \Delta)}{n - 1}$$

donde:

$$\Sigma \Delta = \Delta_{\text{media}}$$

$a(n-1) = L$: Longitud del frente de excavación.

donde:

$$m_{v_o} = \Delta_v = \Delta_{\text{media}} \cdot L$$

El error relativo de determinación del volumen del frente de excavación se determinó por la relación siguiente:

$$M_{v_o} = \frac{\Delta_{\text{media}}}{S} \quad (8.33)$$

donde:

S : Área media de la sección transversal del frente de excavación.

Tabla 8.5. Determinación de los errores por la irregularidad de los perfiles de los taludes

Yacimiento	Frentes	ΔS_1 (m ²)	ΔS_2 (m ²)	Δ_{media}	ΔV (m ³)	M_{v_o} (%)
Punta Gorda	1	9,54	11,56	-2,02	323,2	2,36
Punta Gorda	2	7,63	11,44	-3,31	609,6	3,56
Punta Gorda	3	5,69	9,56	-3,87	619,2	3,64
Moa	1	9,24	14,96	-5,72	192,0	4,07
Moa	2	8,5	11,00	-3,52	563,2	0,06
Moa	3	7,48	8,31	0,120	915,3	10,6

De la tabla 8.5 se observa que los errores del volumen por la influencia de la configuración del talud son causados por la variabilidad de la forma de la superficie del talud y no por distancia entre los puntos.

En investigaciones antes realizadas en las minas de Cobre, Hierro, Manganeso y otros, en la antigua URSS, Checoslovaquia, Alemania, Afganistán, no se hace un análisis de la influencia de este tipo de error, por la forma casi recta que deja el perfil del talud y su poca influencia en el cálculo de volumen (<1 %), pero en estos yacimientos, donde el perfil del talud forma una concavidad pronunciada (ver fig.8.4), el autor propone se consideren todos los errores obtenidos (>3 %).

Se realizó un análisis con el objetivo de obtener una ecuación para representar el perfil del talud del escalón. Fueron ubicados varios puntos en la curva que forma el perfil (fig.8.4), pero sucede que la ecuación obtenida del tipo $Y = ax^2$ no puede ser considerada porque, en primer lugar, todos los perfiles son diferentes debido a las condiciones minero-geológicas y a la tecnología de extracción. Se debe señalar que todas estas curvas fueron bien ajustadas por el Método de los Mínimos Cuadrados.

Este problema puede ser resuelto con la introducción de una técnica nueva, el distanciómetro electrónico sin el uso de reflectores (DIOR, Wild, el Rec Elta de la Karl Zeiss y la Estación Total Sokkia). La utilización de esta técnica permite al minero obtener una información del parámetro más objetiva, lo que es muy importante para los sectores de difícil acceso para el hombre por las condiciones de seguridad (irregularidad de los fondos minados, taludes y contornos producidos por la tecnología de extracción).

La aplicación de este equipo electrónico en la minería contribuye a la elevación de la precisión de los resultados.

Este equipo permite crear en las minas la red de puntos de la base de levantamiento topográfica. La determinación de las coordenadas de los puntos de esas redes, con la exactitud necesaria, es posible solamente con una fuerte elaboración matemática de las mediciones y la utilización de los esquemas de construcción, que garantizan la elevación de la precisión de la red.

Los puntos de detalle se miden sin necesidad de poner miras, por lo que se puede utilizar no solamente para determinar los contornos de los bordes de los escalones, sino también para determinar la concavidad que forma el talud.

El nuevo taquímetro universal del tipo Rec Elta RL^R y la Estación Total Sokkia ofrecen métodos de medición sumamente económicos, debido al módulo rápido de medición de impulsos, que permite la medición de distancias sin reflector.

Estos distanciómetros (DIOR) permiten medir una distancia máxima de 2 000 m con un error medio cuadrático en la medición de la distancia de 1cm en todo su diapason, y en la medición de la dirección 3".

Las ventajas que ofrece esta novedosa técnica son las siguientes:

- Posibilidad de medir distancias sin el uso de reflectores.
- Mayor precisión en la realización de los trabajos.
- Menor costo en la realización de los trabajos.
- Mejor cumplimiento con las reglas de seguridad (al no usar portamiras se evita el riesgo caída por el talud).
- Mayor rapidez en la ejecución del levantamiento.
- Posibilidad de regulación de los errores de cálculo de área, ploteo de los puntos en el plano e irregularidad del talud.
- Se puede realizar el levantamiento en condiciones hidrogeológicas desfavorables.

En este caso, los errores por la irregularidad de los perfiles de los taludes se reducen al mínimo.

8.5. Influencia de los errores de la posición del punto en el levantamiento taquimétrico

Los errores de la posición de los puntos durante el levantamiento taquimétrico surgen a causa de los errores de la medición de los ángulos y distancias.

La magnitud de estos errores fue investigada por diferentes autores y es de $\pm (0,30 - 0,40)$ m.

Estos datos fueron obtenidos por una investigación realizada por VNIMI (centro de investigación de topografía, Rusia). El error medio de la posición del punto en la dirección del contorno del borde se obtuvo para longitudes de rayos visuales de 20 m - 240 m y fue de $\pm 0,30$ m.

El error del área de la sección horizontal del frente de excavación, a causa de los errores de la posición de los puntos del levantamiento, es:

$$m_{s_r} = \pm m_T \cdot \sqrt{2ah} \quad (8.34)$$

donde:

m_T : Error de la posición del punto en la dirección al contorno del borde.

h : Altura media.

El error del volumen del frente, teniendo en cuenta las secciones horizontales en los bordes superior e inferior, es igual a:

$$m_{v_r} = \pm m_T h \cdot \sqrt{aL} \quad (8.35)$$

y en unidades relativas:

$$M_{v_r} = \pm \frac{m_T \cdot \sqrt{a}}{d \cdot \sqrt{L}} \quad (8.36)$$

El error del volumen del frente, a causa de los errores de la posición de los puntos en la altura, es:

$$m_{v_h} = \pm \frac{(m \cdot H)}{\sqrt{n}} \cdot S \quad (8.37)$$

en unidades relativas:

$$M_{v_h} = \pm \frac{(m \cdot H)}{h \cdot \sqrt{n}} \quad (8.38)$$

donde:

m_H : Error de la posición del punto en el plano vertical. Esta magnitud ya fue investigada por otros autores y fue de $\pm 0,1$ m.

n : Número de puntos para la determinación de la altura media de un borde.

El error relativo total de determinación del volumen, a causa de los errores de la posición de los puntos, es igual a:

$$M_{v,T,h} = \pm \sqrt{\frac{m_T \cdot a}{d \cdot L} + \frac{m \cdot H}{n \cdot h}} \quad (8.39)$$

En la fórmula (8.39) se ve que el error de determinación del volumen del frente depende no solamente de la magnitud m_T y m_H , sino de la distancia entre puntos, longitud y ancho del frente.

En la tabla 8.6 se muestran los errores medios de determinación del volumen a causa de los errores de la posición de los puntos para diferentes minas a intervalo de 10m, 20m y 40 m.

Tabla 8.6. Errores medios de determinación del volumen causados por los errores de la posición de los puntos a intervalos de 10m, 20m y 40 m para diferentes yacimientos

Yacimientos	Parámetros	a = 10	a = 20	a = 40
Punta Gorda	$m_{sT,m}^2$	4,1	5,8	8,2
	$m_{vT,m}^3$	79,33	112,2	158,67
	$M_{vT,\%}$	0,16	0,22	0,37
	$m_{vh,m}^3$	127,73	171,39	221,06
	$M_{vh,\%}$	0,25	0,34	0,44
	$M_{vTh,\%}$	1,10	1,16	1,25
Moa	$m_{sT,m}^2$	5,24	7,41	10,49
	$m_{vT,m}^3$	129,65	163,6	259,3
	$M_{vT,\%}$	0,18	0,26	0,36
	$m_{uh,m}^3$	110,37	148,35	191,34
	$M_{vh,\%}$	0,15	0,21	0,27
	$M_{vTh,\%}$	0,73	0,80	0,92

Estos errores disminuyen su valor con la utilización de instrumentos topográficos de medición de mayor precisión y también con la ubicación de los puntos del relieve a una menor distancia.

8.6. Influencia de los errores de ubicación de los puntos en el plano

La determinación de los volúmenes de extracción de masa minera se realiza a base de la documentación gráfica, obtenida de los materiales del levantamiento topográfico. Sin embargo, la representación de los puntos en el plano se puede determinar por la fórmula siguiente:

$$m_{Hi} = \pm \sqrt{(m_{H\beta_i} \cos \alpha_i)^2 + (m_{Hl_i} \sin \alpha_i)^2} \quad (8.40)$$

donde:

$m_{H\beta_i}$ y m_{Hl_i} : Errores de la determinación del punto a causa de los errores de construcción del ángulo y de la distancia acumulada.

α_i : Ángulo formado entre el rayo visual y la dirección del borde (grados).

La magnitud $m_{H\beta_i}$ depende de la exactitud del transportador utilizado y de la distancia l_i del instrumento hasta el punto y es de:

$$m_{H\beta_i} = \pm m_{\beta_i} \cdot \frac{l_i}{\rho}$$

El error medio m_{β} en base al estudio de los trabajos publicados e investigados es de ± 10 minutos, de aquí:

$$m_{H\beta_i} = \pm 0,003 l_i \quad (8.41)$$

El error medio de la distancia acumulada m_{Hl} es igual a $\pm 0,25$ mm, o sea:

$$m_{Hl_i} = \pm 0,00025 M \quad (8.42)$$

donde:

M : Denominador de la escala del plano.

Los errores del ploteo de los puntos fueron calculados para diferentes minas a escala 1:250, situando el taquímetro del borde a las distancias de 10m, 20m, 30m, 40m y 130 m.

Tabla 8.7. Errores de ubicación de los puntos en el plano para el yacimiento Punta Gorda

N°	α	l_i	$m_{H\beta_i}$	m_{Hl_i}	$(m_{H\beta_i} \cos \alpha)^2$	$(m_{H\beta_i} \sin \alpha)^2$	m_{Hi}
1	119,30	10	0,03	0,062	0,0002	0,003	0,06
2	135,52	20	0,06	0,062	0,002	0,0009	0,06
3	151,30	30	0,09	0,062	0,006	0,0009	0,08
4	174,10	40	0,12	0,062	0,010	0,006	0,13
5	198,20	50	0,15	0,062	0,020	0,02	0,20
6	212,15	60	0,18	0,062	0,020	0,001	0,14
7	222,15	70	0,21	0,062	0,020	0,002	0,11
8	241,12	80	0,24	0,062	0,010	0,003	0,11
9	256,50	90	0,27	0,062	0,004	0,004	0,09
10	272,59	100	0,30	0,062	0,0002	0,003	0,06
11	281,30	110	0,33	0,062	0,004	0,004	0,09
12	298,10	120	0,36	0,062	0,03	0,003	0,18
13	312,12	130	0,39	0,062	0,007	0,002	0,09
Suma							1,40

$$mH = \sqrt{\frac{\sum m_{Hi}}{n}} = \sqrt{\frac{1,40}{13}} = \pm 0,33$$

Tabla 8.8. Errores de determinación del volumen en el yacimiento Punta Gorda

Error determinación	a = 10	a = 20	a = 40
m_{vH} (m ³)	29,83	42,19	59,63
M_{vH} (%)	0,15	0,21	0,29

Tabla 8.9. Errores de ubicación de los puntos en el plano para las condiciones del yacimiento Moa

N°	α	l_i	$m_{H\beta i}$	$m_{H\alpha i}$	$(m_{H\beta i} \cos \alpha)^2$	$(m_{H\alpha i} \sen \alpha)^2$	m_{Hi}
1	140,15	10	0,03	0,06	0,0005	0,002	0,05
2	15,12	20	0,06	0,06	0,003	0,0008	0,06
3	168,20	30	0,09	0,06	0,008	0,0002	0,28
4	176,35	40	0,12	0,06	0,01	0,0001	0,10
5	184,40	50	0,15	0,06	0,02	0,00004	0,14
7	220,18	70	0,21	0,06	0,02	0,002	0,15
8	236,15	80	0,24	0,06	0,02	0,003	0,15
9	254,30	90	0,27	0,06	0,005	0,004	0,09
10	271,42	100	0,30	0,06	0,00008	0,004	0,06
11	298,50	110	0,33	0,06	0,020	0,005	0,16
12	50,30	120	0,36	0,06	0,005	0,002	0,23
13	75,42	130	0,39	0,06	0,009	0,004	0,11
Suma							1,75

$$mH = \sqrt{\frac{1,75}{13}} = \pm 0,37 \quad (8.43)$$

Tabla 8.10. Errores de determinación del volumen en el yacimiento Moa

Error determinación	a = 10	a = 20	a = 40
m_{vH} , m ³	69,88	98,83	139,77
M_{vH} , %	0,16	0,22	0,32

El error del volumen del sector elemental entre los puntos adyacentes, para las secciones superior e inferior, será:

El error de todo el volumen del frente es:

$$m_vH = \pm \sqrt{m_{H_1} \cdot ah + m_{H_2} \cdot ah + \dots + m_{H_n} \cdot ah} \quad (8.44)$$

$$= \pm \sqrt{ah(m^2 H_1 + m^2 H_2 + \dots + m^2 H_n)} \quad (8.45)$$

Si se multiplica y se divide la expresión (8.45) por h^2 tenemos que:

$$m_vH = \pm \frac{m_H}{\sqrt{n}} \cdot L \cdot h \quad (8.46)$$

donde:

m_H : Error medio cuadrático de la ubicación de los puntos en el plano.

$$mH = \pm \sqrt{\frac{m_1 + m_2 + \dots + m_n}{n}} \quad (8.47)$$

La expresión m_H / \sqrt{n} representa el error medio de la posición del contorno levantado del borde con longitud L_i , producto de la ubicación de los puntos en el plano.

Al sustituir en la fórmula (8.46) $h = L/a$, se obtiene la expresión del error del volumen del frente:

$$m_vH = \pm mH \cdot h \sqrt{a \cdot h} \quad (8.48)$$

$$M_{vH} = \pm \frac{mH \sqrt{a}}{\sqrt{L} \cdot d} \quad (8.49)$$

Se analiza como varía la relación m_H / \sqrt{n} al variar L . Para los planos a escala 1:250 el error medio cuadrático, comenzando con $L = 80$ m, aumenta, pero como \sqrt{L} también aumenta, entonces la relación prácticamente no varía. Por eso al tomar el valor medio $m_H / \sqrt{L} = 0,037$ y $0,041$, la fórmula (8.49) se puede escribir:

$$M_{vH} = \pm 0,02 \cdot \frac{\sqrt{a}}{d} \cdot 100 \% \quad (8.50)$$

La fórmula (8.50) se obtuvo para los planos a escala 1:250, teniendo en cuenta que el error relativo de determinación del volumen del frente, provocado por los errores de ubicación de los puntos en el plano, no depende de la longitud del frente, de la distancia entre puntos y del ancho del frente.

El análisis de los errores de ubicación de los puntos en el plano muestra que, a pesar de las magnitudes considerables, su influencia en la exactitud de determinación del volumen no es sustancial en comparación con otras fuentes de errores, por lo que no se pretende cambiar la metodología de ploteo de los puntos en el plano.

Estos errores se atenúan al dibujar el plano en la computadora, permitiendo eliminar el semicírculo y la regla. En este caso, los valores de los errores se minimizan.

8.7. Influencia de los errores de medición de áreas

En la determinación de los volúmenes de masa minera extraída, las áreas se calculan por el método del planímetro, el cual posee una gran sencillez y alta productividad.

El error mayor que se puede cometer con el planímetro, es el que se produce cuando el operador no sigue con exactitud el perímetro de la figura con el punzón trazador, independientemente del cuidado y destreza del operador, cuanto más pequeña sea la superficie que se mide, mayor será el error relativo de la medición.

Por esta razón es conveniente que la figura se dibuje a escala apropiada a la precisión con que se quiere medir el área; ordinariamente las mediciones de pequeñas superficies con planímetro tienen una precisión de 1% y tratándose de superficies de mayor tamaño, la precisión puede ser de 0,1 % o 0,2 %.

En general, una superficie medida directamente por la diferencia entre lectura inicial y final de un planímetro puede expresarse por tres cifras significativas. Las áreas deben medirse con una aproximación de 0,01 cm².

Además de la determinación de áreas pequeñas, hay que acortar la magnitud del brazo trazador hasta 6 cm - 10 cm.

La diferencia de las lecturas que se le determinan al área de un mismo sector no puede superar las magnitudes siguientes:

- Hasta dos divisiones en áreas hasta 50 cm².
- Tres divisiones en áreas hasta 50 cm² - 200 cm².
- Cuatro divisiones en áreas mayores de 200 cm².

Es bueno señalar que durante la determinación del área en el plano por los métodos gráficos, mecánico y de plantilla, los mayores errores surgen a causa de la deformación del papel.

La deformación lineal del papel de alta calidad conservado por largo tiempo es de 1:500 - 1:400 y las de menor calidad 1:200 - 1:150. Prácticamente no se deforman aquellos papeles que se fijan a una base sólida.

Las principales fuentes de errores que influyen sobre los resultados de las mediciones del área son los errores instrumentales, los errores de representación de los contornos en el plano (durante su confección), los errores de trazados y lectura, la inexactitud en la determinación de la constante del planímetro, la configuración de los contornos, etcétera.

Con el objetivo de demostrar cuán importante es considerar la influencia de estos errores en el cálculo de volumen, se realizó un extenso trabajo experimental en los yacimientos estudiados (Moa y Punta Gorda), en los cuales se determinaron las áreas a diferentes frentes de excavación, con distintas longitudes y ancho para los planos 1:250 (ver tabla 8.11). La fórmula que se utilizó fue la del profesor W. Jordan:

$$\Delta S = \pm 0,0002M\sqrt{S}$$

donde:

M : Denominador de la escala del plano.

S : Área de la sección.

ΔS : Error del área calculada con el uso del planímetro.

La determinación de los errores del planímetro se hizo en comparación con las áreas obtenidas por los métodos mecánico y analítico.

En la tabla 8.11 se muestra la suma de los errores de las áreas calculadas para diferentes intervalos de distancia. Como se puede apreciar, según aumenta el intervalo entre secciones, las áreas aumentan y por consiguiente el error relativo disminuye.

Tabla 8.11. Cálculo del error del área para diferentes intervalos de distancia en secciones verticales en el yacimiento Moa

$a = 10$	$a = 10$	$a = 20$	$a = 20$	$a = 40$	$a = 40$
S_p (m ²)	ΔS (m ²)	S_p (m ²)	ΔS (m ²)	S_p (m ²)	ΔS (m ²)

70,81	0,42	70,81	0,42	70,81	0,42
100,74	0,5	114,76	0,54	140,01	0,6
114,76	0,54	140,01	0,6	114,12	0,53
159,6	0,65	70,47	0,42	148,45	0,61
140,01	0,6	114,12	0,53	149,77	0,61
97,34	0,5	125,03	0,56	Total	Total
70,47	0,42	148,45	0,61	623,16	2,77
110,62	0,5	139,59	0,58		
104,12	0,53	149,73	0,61		
84,6	0,46	Total	Total		
125,03	0,56	1073,41	4,88		
137,08	0,58				
148,45	0,61				
133,05	0,58				
139,99	0,59				
166,68	0,64				
149,77	0,61	-			
total 2063,42	total 9,27				

donde:

S_p : Área medida con el planímetro.

ΔS : Error del área.

Tabla 8.12. Influencia del error del área en el cálculo de volumen para el yacimiento Moa

Yacim.	Intervalo	ΔS (m ²)	A (m)	d (m)	L (m)	m_p (m ³)	M_p (%)
P.Gorda	A = 10	11,77	9,35	67,7	80,0	110,04	0,22
P.Gorga	A = 20	8,77	9,35	67,7	80,0	82,00	0,16
P.Gorda	A = 40	5,86	9,35	67,7	80,0	54,75	0,11
Moa	A = 10	9,27	15,28	58,6	80,0	741,6	1,03
Moa	A = 20	4,55	15,28	58,6	80,0	364,0	0,51
Moa	A = 40	2,27	15,28	58,6	80,0	181,6	0,25

donde:

M_{vp} y M_p : Errores medio cuadrático y relativo del cálculo de volumen, influenciados por el error del área.

Hay que destacar que en la mina Moa se miden áreas con el planímetro menores de 9 cm², alcanzando errores sustanciales. Según los resultados de las mediciones obtenidas en la Tabla 8.13, se muestra que estas áreas muy pequeñas no deben medirse con los planímetros polares ordinarios, ya que resultan muy inexactas sus mediciones y cuanto mayor sea la escala del plano más precisa esta será.

Tabla 8.13. Cálculo de área con el planímetro

Número	Dimensión	S_p	S_r	$S_p - S_r$	ΔS	μ
1	8,3 x 8,3	68,7	68,9	-0,2	0,83	1,20
2	10 x 10	100,0	100,0	0,00	1,00	1,00

Tabla 8.13. (Continuación)

Número	Dimensión	S_p	S_R	$S_p - S_R$	ΔS	μ
3	16 x 16	276,3	277,6	-1,3	1,67	0,60
4	20 x 20	395,8	400	-4,2	2,0	0,50
5	33 x 33	1105,3	1110,9	-4,6	3,33	0,30
6	40 x 40	1 580	1 600	-20,0	4,0	0,25
7	50 x 50	2 479,2	2 500	-20,8	5,0	0,20
8	66 x 66	4 424,3	4 443,6	-19,3	6,67	0,15
9	100 x 100	9 930,0	10 000	-70,0	10,0	0,10

donde:

S_p : Área medida con el planímetro.

S_R : Área real.

μ : Error relativo del cálculo de área.

Conociendo que en la exactitud del cálculo de área $\Delta S/S$ es menor que 1:200, las áreas hasta 400 m² a escala 1:500 alcanzan una precisión de 1:200 y de ahí para abajo no cumplen con este requisito, es decir, se hacen no permisibles.

En la tabla también se observa que en la medida que aumenta el área, disminuye el error relativo; esto argumenta el aumento de la escala del plano para calcular volumen.

En la minería existen momentos en que se calculan áreas muy pequeñas (en el caso de los perfiles), esto trae como consecuencia que aumenten los errores en el cálculo.

Estos errores se eliminan al calcular el área por computadora. En el caso del yacimiento Punta Gorda, las áreas se miden por el método de las cuadrículas (la precisión que se obtiene es similar a la del planímetro) y luego se introducen en la computadora para calcular el volumen.

8.8. Error total de determinación del volumen del frente de excavación en el levantamiento taquimétrico

El error medio cuadrático de determinación del volumen del frente de excavación o del bloque en relación con la investigación realizada es igual a:

$$M_v = \pm \sqrt{M_{vc} + M_{va} + M_{vo} + M_{vt} + M_{vh} + M_{vp}} \quad (8.51)$$

donde:

M_{vc} : Error de la posición de los puntos en la red de levantamiento.

M_{va} : Error de determinación de los contornos de los bordes superior e inferior de los escalones.

M_{vo} : Error por la irregularidad de los perfiles de los taludes.

M_{vt} : Error de la posición de los puntos en el levantamiento taquimétrico.

M_{vh} : Error de ubicación de los puntos en el plano.

M_{vp} : Error de medición de áreas.

De acuerdo al análisis realizado en los yacimientos Punta Gorda y Moa, como se puede observar en la Tabla 8.14, los errores en la posición de los puntos en la red de levantamiento surgen debido a la insuficiente construcción de la red de puntos de apoyo en el yacimiento. Los errores en la posición de los puntos del levantamiento taquimétrico en el yacimiento Punta Gorda son mayores que en el yacimiento Moa, ya que las cotas en los puntos se le da a través de la nivelación trigonométrica con menor exactitud que la nivelación geométrica.

También se puede observar que los errores de linealización de los contornos de los bordes superior e inferior de los frentes de excavación surgen debido a las condiciones minero - geológicas y a la tecnología de extracción, y la magnitud de estos depende, ante todo, de la distancia entre puntos y de la ubicación correcta del punto en la parte quebrada, donde hace el cambio de dirección el contorno del borde.

Los errores de linealización de los taludes de los frentes de excavación también surgen debido a la tecnología de extracción y dependen de la variación de la forma, altura y ángulo de inclinación del talud y de la ubicación del punto en la parte característica, donde se produce el cambio de inclinación del talud, y no de la distancia entre puntos en el levantamiento.

Los errores de la posición de los puntos en el levantamiento taquimétrico surgen debido a los errores en las mediciones angulares y lineales cuando estos son muy grandes y trae consigo desplazamiento sistemático de los contornos.

Los errores de ubicación de los puntos en el plano se deben a los errores que se cometen durante la ubicación de los puntos, debido a la inexactitud de los materiales utilizados, longitud de la distancia medida y escala del plano.

Tabla 8.14. Resumen de los errores de determinación del volumen de masa minera extraída en diferentes yacimientos antes del perfeccionamiento

Yacim.	M_{vc}	M_{va}	M_{vo}	M_{vt}	M_{vh}	M_{vp}	M_v
	1	2	3	4	5	6	7
P. Gorda	1,87	1,17	2,36	1,10	0,15	0,11	3,42
P. Gorda	1,87	2,30	3,56	1,16	0,21	0,16	4,78
P. Gorda	1,87	4,67	3,64	1,25	0,29	0,22	6,34
Moa	1,97	1,35	4,07	0,73	0,16	0,25	4,78
Moa	1,7	2,7	0,06	0,80	0,22	0,51	3,48
Moa	1,97	5,4	10,6	0,92	0,32	1,03	12,1

Con relación a las investigaciones realizadas sobre la exactitud de determinación de los volúmenes, se estableció que el levantamiento taquimétrico no garantiza la determinación de los volúmenes de mineral extraído con la exactitud necesaria, durante la extracción de las lateritas con excavadoras con frentes de extracción mayores de 20 m de ancho, sobrepasando así el límite permisible (2,5 %).

8.9. Aplicación de la cartografía digital (modelo digital del terreno)

Hasta hace pocos años, la confección de mapas topográficos operativos se realizaba por métodos manuales y en el mejor de los casos semiautomáticos, tanto en Cuba como en otros países; a partir de los años 50, con el desarrollo de las técnicas informáticas se fueron automatizando paulatinamente estas tareas y con el surgimiento y generalización del uso de microcomputadoras surgieron

programas (*software*) capaces de generar todo tipo de mapas a partir de ciertos datos, con un alto nivel de confiabilidad, gran calidad y en muy poco tiempo.

La cartografía digital (en lo concerniente a modelo digital del terreno) se introduce en estos yacimientos a partir de 1992 (con fines investigativos). Después del año 1997 se comienzan a dar los primeros pasos para su aplicación en la planificación minera.

El modelo digital del terreno es un conjunto de elementos formados por la información topográfico-geodésica del terreno y las reglas para su transformación. Representa un conjunto de puntos del terreno con coordenadas espaciales conocidas y simbologías digitales condicionales, que aproximan la superficie real del terreno con su objeto y condiciones naturales. El modelo digital del terreno (MDT) y el modelo digital de elevación (MDE) se aplican en la minería para conocer la forma del frente de explotación, construcción de caminos, cálculo de volumen de mineral extraído, etcétera.

Para la determinación de la forma de la superficie del campo minero fueron utilizadas diferentes expresiones de polígono de exponentes elevados.

En el proceso de resolución, con la utilización de los puntos con coordenadas conocidas situados en los límites del contorno minado de cada forma homogénea, se creó un sistema de ecuaciones en las cuales los coeficientes desconocidos deben satisfacer la condición de garantizar la superficie de puntos ubicados en sus límites. Esta ecuación de la superficie de cada sector homogéneo se expresa por la fórmula siguiente:

$$\{a_0 + a_1x_1 + a_2y_1 + a_3x_1^2 + a_4x_1y_1 + a_5y_1^2 + a_6y_1^3 + a_7x_1y_1 + a_8x_2y_1^3 + \dots + a_ky_1^n = Z_1$$

$$a_0 + a_1x_2 + a_2y_2 + a_3x_2^2 + a_4x_2y_2 + a_5y_2^2 + a_6x_2^3 + a_7x_2^2y_2 + a_8x_2y_2^2 + a_9y_2^3 + \dots + a_ky_2^n = Z_2$$

.....

$$a_0 + a_1x_m + a_2y_m + a_3x_m^2 + a_4x_my_m + a_5y_m^2 + a_6x_m^3 + a_7x_m^2y_m + a_8x_my_m^2 + a_9y_m^3 + \dots + a_ky_m^n = Z_m$$

donde:

n: Exponente del polinomio.

m: Cantidad de ecuaciones (cantidad de puntos de partida).

k: Cantidad de coeficientes desconocidos del polinomio.

La cantidad de coeficientes desconocidos debe ser igual o menor a la cantidad de ecuaciones:

$$k \leq m.$$

Después de obtener los valores de los coeficientes del polinomio se sitúan en la línea del polinomio con las coordenadas planas (X_i, Y_i) del punto determinado, se calcula su cota.

De esta manera se hallan las alturas de cualquier punto del terreno que se encuentre en su superficie en los límites del sector que se analiza.

Considerando los valores tan exagerados, obtenidos en el cálculo de los errores que influyen en la determinación del volumen cuando se utiliza el levantamiento taquimétrico (Yacimiento Punta Gorda, $M_v = 4,8 \%$, Yacimiento Moa, $M_v = 6,8 \%$) se decide aplicar el MDT y el MDE para poder minimizar la influencia de estos errores.

Con la aplicación del MDT a los frentes de extracción se logra minimizar los errores por la ubicación de los puntos en el plano y los del cálculo de área, no pudiéndose determinar los demás errores debido a que el Surffer, Topo 6 y otros, (con ellos se crea el MDT) no poseen las herramientas para determinar la cuantía de estos errores.

El error de determinación del volumen de masa minera extraída en diferentes yacimientos después del perfeccionamiento, que incluye entre otras cosas la aplicación del MDT en estos yacimientos de complejas estructuras de yacencia, se reduce a lo siguiente (ver Tabla 8.15):

Tabla 8.15. Resumen de los errores de determinación del volumen de masa minera extraída en diferentes yacimientos después del perfeccionamiento (con la aplicación del modelo digital del terreno (MDT))

Yacim.	Mvc	Mva	Mvo	Mvt	Mvh	Mvp	Mv
1	2	3	4	5	6	7	8
P. Gorda	0,87	0,75	-	1,17	-	-	1,64
Moa	1,00	0,74	-	0,82	-	-	1,50

Con un modelo maqueta, construido a través de una simulación en computadora aplicando el método Spline Cúbico natural Iterado, se logró calcular el volumen y compararlo con el real, determinado por el Surfer, Volumoa. El error obtenido durante la comparación de ambos modelos fue: $M_{vModelo} = 0,29 \%$.

Entonces el error total del cálculo de volumen (M_{vt}), considerando los errores de campo (M_v) antes determinados (ver tabla 8.15) y los del modelo (M_{vm}), se obtiene por la fórmula siguiente:

$$M_{vt} = \pm \sqrt{M_v^2 + M_{vm}^2} \tag{8.52}$$

Para el yacimiento Punta Gorda:

$$M_{vt} = \pm \sqrt{(1,64)^2 + (0,29)^2} = 1,66 \%$$

Para el yacimiento Moa:

$$M_{vt} = \pm \sqrt{(1,50)^2 + (0,29)^2} = 1,53 \%$$

Hasta aquí se ha abordado la influencia de estos errores en el cálculo de volumen, permitiendo disminuirlos al aplicar las medidas de perfeccionamiento a 1,53 %, en el caso del yacimiento Moa y 1,66 % en el yacimiento Punta Gorda.

En nuestro trabajo se analizó también la posibilidad de aplicación de los sistemas de posicionamiento global (GPS), que en nuestra minería vendría a resolver un gran problema relacionado no solamente con la precisión, sino también con la efectividad de realización de los trabajos topográficos mineros y la disminución de los cotos.

Este sistema lógico GPS Survey se aplica en una gran cantidad de casos en la minería mundial por el momento en estos yacimientos lateríticos se está usando muy limitadamente.

Indudablemente, durante la última década el avance tecnológico más importante en topografía ha sido la creación del sistema de posicionamiento global (GPS), una constelación de 24 satélites dedicados a la navegación y posicionamiento, venciendo las limitaciones lógicas inherentes al empleo de los sistemas topográficos basados en tierra. Los productos basados en el GPS han revolucionado la manera en que los topógrafos realizan sus trabajos geodésicos o fotogramétricos.

El sistema lógico GPS Survey se puede usar, aproximadamente, para suplementar el trabajo topográfico GPS realizado en tiempo real, por ejemplo, para determinar líneas bases de más de 10 km, o para obtener coordenadas aún con mayor precisión, en trabajos de apoyo fotogramétrico,

especialmente si se trata de grandes líneas bases, para el levantamiento de los frentes mineros de extracción.

El Logical GPS Survey es un conjunto completo de módulos, todos ellos corriendo sobre Windows, diseñados para el tratamiento, en posprocesado de los datos de GPS. Sus diversas funciones incluyen la planificación y análisis gráfico de las misiones (el módulo de alerta), el posprocesado automático y/o manual de las líneas bases, el cierre gráfico, la transferencia de datos a los sistemas lógicos topográficos y a los colectores de datos ya en uso, la exportación de coordenadas, la creación de informes de datos procesados para su inclusión en el proyecto en cuestión y el ajuste de la red geodésica mediante el nódulo Trimnet plus, probado en el tiempo y homologado por las autoridades geodésicas del país de origen.

En esta investigación fue analizado también el método de levantamiento fotogramétrico terrestre para valorar la influencia de estos errores en el cálculo de volumen, no pudiéndose llegar a conclusiones importantes, porque según Rodiles y Chivúnishev, 1986, este tipo de levantamiento no puede aplicarse en los yacimientos lateríticos para calcular volumen de extracción por la cantidad de zonas muertas que se obtienen.

Un resultado positivo dio este método de levantamiento, al ser aplicado a la determinación de los volúmenes de escombro removido en el yacimiento Moa.

Con los resultados antes elaborados, se obtuvo la metodología que se describe a continuación para la toma de los datos iniciales para calcular volumen.

Propuesta de nueva metodología para la obtención de los datos iniciales para calcular volumen

Considerando que en estos yacimientos lateríticos no existe ninguna metodología para calcular volumen que tenga en cuenta los errores topográficos cuando se aplica el método de levantamiento taquimétrico, proponemos se aplique la siguiente metodología propuesta por el autor de la tesis.

I. Sobre la toma de los datos iniciales para calcular volumen

- 1.1. Realizar el control sistemático de la extracción fundamentado en la red topográfica de apoyo. Debe existir una red de apoyo densificada y ajustada, en la cual se basará el levantamiento para el control de la extracción mensual.
- 1.2. La determinación de los puntos de la red de levantamiento se recomienda realizar con distanciómetros electro-ópticos, empleando los métodos de microtriangulación, intersecciones y poligonales con teodolito, cumpliendo las instrucciones técnicas de GEOCUBA.
- 1.3. Los puntos de mira para la determinación del contorno de los bordes superior e inferior de los escalones deben ubicarse cada 10 m aproximadamente, para poder obtener el error mínimo. Deben ubicarse puntos en la parte quebrada donde el contorno del borde hace cambio de dirección.
- 1.4. La distancia máxima del instrumento a la mira, en estos levantamientos de contornos blandos y sometidos a derrumbe y deslizamiento, debe reducirse a 66 m.
- 1.5. Se deben determinar como mínimo tres puntos en la concavidad que forma el talud, para minimizar el error del área que influye en el cálculo de volumen.
- 1.6. Las áreas menores de 400 m² a escala 1:500 no deben medirse con planímetro, porque disminuye considerablemente su precisión (menor que 1/200).
- 1.7. Los frentes de explotación para la extracción de las lateritas deben ser mayores de 20 m. Con ello se asegura que el levantamiento taquimétrico garantice la determinación del volumen con la exactitud necesaria.
- 1.8. Los errores medio cuadráticos de la posición de los puntos del levantamiento no deben superar la magnitud de ± 0,06 m para ancho del frente de 33 m.

- 1.9. Los datos obtenidos deben ser filtrados para poder determinar la ley de distribución de las cotas altimétricas.
- 1.10. Realizar el perfeccionamiento constante de los trabajos topográficos mineros con el objetivo de elevar la precisión en el cálculo de volumen.

II. Sobre la determinación de los errores que influyen en el cálculo de volumen

- 2.1. Los errores de la posición de los puntos en la red de levantamiento deben considerar la irregularidad de la forma de los frentes de explotación; su influencia en el cálculo de volumen quedará representada por:

$$M_v = \pm \sqrt{m_{vc}^2 + m_{vo}^2}$$

donde:

m_{vc} : Error por la posición del punto en la red de levantamiento.

m_{vo} : Error por la irregularidad de la forma del frente de extracción.

- 2.2. El error por la posición del punto en la red de levantamiento quedará afectado por el ancho del frente de explotación, de manera que con el aumento del ancho del frente, disminuye este error.

$$m_{vc} = \pm \frac{m_c^i}{d}$$

- 2.3. Los errores de determinación de los contornos de los bordes de los escalones deben ser analizados a través de la representación de los contornos por más de tres puntos y no por tres.
- 2.4. El error por la irregularidad de los perfiles de los taludes debe considerarse solamente en el caso cuando las diferencias entre las áreas de los perfiles real y linealizado sea mayor o igual 1, es decir, $\Delta S_1 - \Delta S_2 = 1$.
- 2.5. El error de determinación de los contornos de los bordes de los escalones debe contemplar su carácter, representado a través del coeficiente de irregularidad (K).
- 2.6. El coeficiente que representa el carácter del contorno debe oscilar entre 0,50 – 0,65, cuando los puntos de mira sean cada 10 m.
- 2.7. La forma de la superficie de los escalones se determina con la aplicación del taquímetro electrónico sin uso de reflectores, siempre y cuando se cumpla la condición de que:

$$\Delta S_1 - \Delta S_2 > 1$$

- 2.8. La distancia del instrumento a la mira, cuando se determinan los errores por la posición de los puntos en el levantamiento taquimétrico, debe aumentarse hasta 250 m. No se produce alteración del error permisible del cálculo de volumen.
- 2.9. Cuando se midan distancias mayores de 100 m, las lecturas deben redondearse hasta los centímetros, con dos cifras significativas.
- 2.10. Los errores de ubicación de los puntos en el plano y los de cálculo de área son eliminados al aplicar el modelo digital del terreno (MDT).
- 2.11. Los errores de la representación de los contornos que influyen en el cálculo de volumen en estos yacimientos deben considerar la irregularidad del contorno (K).
- 2.12. El error medio cuadrático del volumen debe determinarse por las fórmulas siguientes:

$$m_{vs} = \frac{K \cdot a \cdot h \cdot \sqrt{L}}{\sqrt{2}} m^3$$

y comprobarlo a través de la fórmula siguiente:

$$m_{vs} = \frac{m_s \cdot h}{\sqrt{2}} m^3$$

En ambas fórmulas se deben obtener resultados idénticos.

En unidades relativas:

$$M_{vs} = \frac{K \cdot a}{d \cdot \sqrt{L}} 100 \%$$

III. Sobre la aplicación de taquímetro electrónico universal

- 3.1. El levantamiento debe realizarse desde el punto más alto del frente de extracción, para asegurar la mayor visibilidad posible.
- 3.2. Realizar las mediciones en forma radial, de manera tal que abarque la mayor parte del sector a levantar (en forma de estaciones totales).
- 3.3. Lograr la perpendicularidad entre la superficie del objeto que se levanta (superficie del talud) y el de la visual del instrumento; ello posibilitaría mayor precisión en la determinación de las coordenadas de los puntos.
- 3.4. Introducir las coordenadas del punto donde se ubica el instrumento.
- 3.5. Realizar el procesamiento de la información con la utilización de algún software especializado.

IV. Sobre la confección automatizada de planos topográficos (cartografía digital)

4.1. Análisis de la fiabilidad de los datos de entrada

Se relaciona con el análisis de los errores técnicos y reales de las mediciones de las variables que se consideran en función de los métodos que se usarán para procesar estos y para desarrollar los cálculos. A esto se refiere esencialmente nuestro trabajo.

4.2. Análisis de la representatividad de los datos de entrada

Se refiere a que se deben tomar las medidas necesarias para que los datos reflejen las tendencias generales y particulares del fenómeno que se mide. Deben evitarse omisiones de mediciones de zonas particulares donde el fenómeno presente características anómalas. De ser posible las mediciones deberán desarrollarse sobre redes (lineales, planas o especiales) "rectangulares".

4.3. Solución del problema de la frontera

Deberán tenerse a mano algoritmos que permitan obtener la frontera convexa de la región donde se realizan las mediciones y otros algoritmos para procesar los datos en caso de que la frontera esté dada junto con las mediciones.

4.4. Obtención de una red rectangular y completa mediante un método de estimación

En la mayoría de los casos, se hace necesario crear una red rectangular y completa (grid) a partir de los datos dados. Esto se logra mediante la estimación de cada variable dependiente en todos los puntos de la red a partir de los datos dados. Entre los métodos de estimación se usan con frecuencia el de inverso de una potencia de la distancia, Kriging, mínimos cuadrados, interpolación lineal con triangulación, Spline, etc. Hay que destacar que se habla de método de estimación como un concepto que incluye la interpolación (exacta o no) y la extrapolación.

4.5. Obtención de isolíneas, isofranjas mapa de una superficie a partir ciertos algoritmos.

Existen diferentes opciones gráficas para representar los datos en un mapa; entre ellos se usan mayoritariamente las isolíneas, isofranjas y las superficies tridimensionales. Para generar iso-

líneas se utilizan diferentes algoritmos, tales como: proyección cilíndrica del grid, TESELADO, cortes con planos horizontales, etc; no debe olvidarse que la generación de isolíneas no tiene una única solución: Las isofranjas (basadas en el hecho de que el grid obtenido posee una alta densidad) es preferido por algunos, por depender solo del método de estimación utilizado. De la misma manera, los mapas tridimensionales (usan "grid" menos densos) dependen solo del método de estimación.

4.6. Dibujo automatizado del gráfico

El dibujo automatizado se realiza mediante una impresora o un ploter conectado a una computadora que, mediante un programa, procesa los datos en los pasos 4.3, 4.4 y 4.5.

Estos programas pueden ser confeccionados por el usuario en algunos de los lenguajes de programación conocidos (Basic, Pascal, C, etc) o pueden ser obtenidos software de empresas que se dedican al desarrollo de estos productos, entre ellos SURFER, SURPACK-2000, GENCOM, DATAMINE, etcétera.

CAPÍTULO IX

Interpretación de imágenes (caso topografía)

9.1. Introducción

Los procesadores de imágenes más conocidos son la fotogrametría analógica, la fotogrametría digital, la teledetección y la fotogeología.

En el capítulo VIII se trató sobre las imágenes obtenidas por fotografía, fotogrametría analítica y fotogrametría digital y su sistema de proyección central, por lo que en este estudiaremos los otros dos métodos: Teledetección y Fotogeología.

9.2. Teledetección

9.2.1. Introducción

La teledetección se basa en sensores activos, que emiten ondas dentro del intervalo radiotécnico, receptiona las reflejadas por los objetos del terreno y las transforman en una imagen visible.

El espectro electromagnético es el conjunto de frecuencias que caracterizan la radiación electromagnética y abarca desde las radiaciones gamma, con longitudes de onda del orden de las millonésimas partes de milímetro, hasta las ondas ultralargas del orden de cientos de kilómetros. Esto obliga a utilizar diferentes unidades de medida: Amstrong (Å) = 10^{-7} mm; nanómetro (nm) = 10^{-6} mm; micrómetro (μm) = 10^{-3} mm; y también el milímetro (mm), centímetro (cm) y el metro (m).

La teledetección es una técnica de adquisición de datos de la superficie terrestre mediante observación remota (*remote sensing*), es decir, a distancia, sin un contacto material entre el objeto observado (superficie terrestre o marina y atmósfera) y el observador (sensor), basada fundamentalmente en el análisis y tratamiento de las imágenes obtenidas desde aviones y satélites artificiales, preparados para ello con diversos sensores en función del objetivo (cámaras fotográficas, radares y otros instrumentos especiales que registran esta información).

Las cámaras fotográficas instaladas en aviones se empezaron a utilizar a finales de la década de 1930 con el fin de fotografiar regularmente la superficie terrestre para, por ejemplo, levantar mapas, registrar los cambios en los usos del suelo, planificar ciudades u observar operaciones militares. Entonces la teledetección se basaba en la fotografía aérea tomada desde un avión, técnica conocida como fotointerpretación.

En la actualidad, gracias a las nuevas tecnologías y la informática, es de vital importancia el desarrollo de la teledetección espacial, denominada así porque los sensores se instalan en plataformas espaciales, lo que comúnmente denominamos satélites artificiales. La diferencia fundamental entre teledetección espacial y fotointerpretación es que la primera se basa en observaciones cuantitativas y permite estimar variables, tanto cualitativas como cuantitativas; la fotointerpretación es, sin embargo, una técnica cualitativa, aunque si se escanea una fotografía aérea vertical, se obtiene una imagen que puede tratarse con las mismas técnicas digitales que se utilizan en teledetección espacial, siendo el proceso más lento y en ocasiones menos preciso.

Otras técnicas de teledetección son la videografía o el radar aerotransportado (aviones).

9.2.2. Elementos de la teledetección espacial

El sistema de teledetección espacial está compuesto por los elementos siguientes:

- **Fuente de energía.** En un proceso de teledetección tiene lugar una interacción energética entre la Tierra y el sensor. La fuente de energía es el origen de la radiación electromagnética que detecta el sensor, bien la radiada por los objetos, bien la reflejada por la superficie terrestre. En este último caso, la fuente de radiación puede ser tanto el Sol (da lugar a la teledetección pasiva) como el propio sensor (teledetección activa).
- **Cubierta terrestre.** Recibe la radiación y la refleja o la emite, de acuerdo a sus características.
- **Sistema sensor.** Está constituido por el sensor propiamente dicho y la plataforma en la que se instala. Capta la energía procedente de la cubierta terrestre, la codifica y permite su llegada al sistema receptor.
- **Sistema receptor.** Recibe la información, la graba en formato adecuado y la distribuye a los interesados.
- **Intérprete.** Transforma los datos en información temática orientada a la finalidad del estudio, ya sea de forma visual o de forma digital, pues existen diversos programas de tratamiento de imágenes.
- **Usuario final.** Analiza la imagen que se deriva del proceso descrito y obtiene conclusiones sobre lo que en ella aparece. Los científicos que trabajan en teledetección utilizan frecuentemente ordenadores o computadoras para mejorar la calidad de las imágenes y contribuir a la automatización de la recogida de información, tratamiento de datos y confección de mapas.

Como ejemplo de un sistema de teledetección resulta muy práctico el símil con la visión humana. La luz solar (fuente de energía) emite su radiación, que se refleja en la superficie de los objetos (cubierta terrestre). El ojo humano recibe la energía reflejada (sistema sensor) y transmite la señal al cerebro (sistema receptor), que es capaz de formar imágenes. El individuo que observa es intérprete y usuario final.

Sin embargo, el ejemplo anterior se limita a la radiación que denominamos visible, por ser la única perceptible por el ojo humano, la cual permite que los objetos se vean de los colores que identificamos, como ocurre con la fotografía aérea a color. La mayoría de los sensores remotos registran la energía electromagnética radiada o reflejada por los objetos. La forma más familiar de energía electromagnética es la luz: cuando la película de una cámara se expone a la luz, está registrando la energía electromagnética visible.

Pero existen sistemas de teledetección que se basan en el registro de energía electromagnética invisible, como rayos infrarrojos o microondas.

9.2.3. Formas de energía utilizada

La recepción de información a distancia implica la existencia de un flujo de información entre el objeto observado y el sensor. El portador de esta información es la radiación electromagnética, que puede ser emitida por el objeto o proceder de otro cuerpo y haber sido reflejada por este. Todos los cuerpos (planetas, seres vivos, objetos) emiten radiación electromagnética, aunque su cantidad y tipo depende fundamentalmente de su temperatura.

El principal emisor de energía en el sistema solar es el Sol, cuya radiación, reflejada por la Tierra y los objetos situados en ella, es la más común en teledetección y la que nos permite ver los objetos que nos rodean. También el propio sensor puede incorporar un emisor de radiación, cuyo reflejo en la superficie terrestre es captado por él posteriormente.

La teledetección espacial permite percibir otras formas de energía en un espectro mucho más amplio de energía no visible (rayos ultravioleta, rayos infrarrojos o microondas), desde una perspectiva vertical y panorámica.

9.2.4. Espectro electromagnético

El espectro electromagnético es una escala en la que puede situarse cualquier onda de energía. En dicha escala se representa la frecuencia, así como la longitud de onda de la radiación electromagnética, siendo ambas inversamente proporcionales, es decir, a mayor frecuencia menor longitud de onda. En esta escala pueden definirse intervalos, dentro de los cuales las ondas electromagnéticas se comportan de forma similar. Dichos intervalos se denominan bandas o canales espectrales.

Las bandas más empleadas en teledetección son:

- **Espectro visible (0,4 μm a 0,7 μm).** Coincide con las longitudes de onda donde es máxima la radiación solar. Suelen distinguirse tres bandas fundamentales: azul (0,4 μm a 0,5 μm), verde (0,5 μm a 0,6 μm) y rojo (0,6 μm a 0,7 μm), según los colores que nuestros ojos perciben al recibir una radiación electromagnética de cada una de esas longitudes de onda.
- **Infrarrojo próximo (0,7 μm a 1,3 μm).** También llamado infrarrojo reflejado o fotográfico, porque parte de él puede detectarse mediante películas dotadas de emulsiones especiales. Es de gran utilidad para discriminar masas vegetales y concentraciones de humedad.
- **Infrarrojo medio (1,3 μm a 8 μm).** En esta banda se entremezclan los procesos de reflexión de luz solar y los de emisión propia de la superficie terrestre. Es útil para la estimación de humedad en la vegetación y detección de focos de alta temperatura.
- **Infrarrojo lejano o térmico (8 μm a 14 μm).** Incluye la emisión propia de la superficie terrestre, por lo que es útil para detectar el calor que emiten las cubiertas terrestres, o sus cambios de temperatura.
- **Microondas (a partir de 1 mm).** Un radar es un sensor activo de microondas. Esta banda de energía es bastante transparente a la cubierta nubosa. Se ha utilizado para confeccionar mapas de la superficie de Venus, que está totalmente oculta por nubes muy densas, para navegación oceánica, para detectar características geológicas e, incluso, para calcular el contenido de humedad del suelo.

La teledetección espacial utiliza sensores multispectrales, que permiten representar la Tierra desde diferentes longitudes de onda. Son cámaras de barrido que utilizan detectores electrónicos que registran radiaciones electromagnéticas.

Los sensores infrarrojos y de microondas registran energía electromagnética invisible. El calor de los objetos puede medirse por la energía infrarroja que irradian. Los sensores infrarrojos crean imágenes que muestran las variaciones de temperatura en una zona. Los científicos emplean imágenes infrarrojas para determinar las condiciones de vegetación, estudiar los cambios de temperatura en la superficie del agua, localizar daños en canalizaciones subterráneas y registrar determinados accidentes geográficos superficiales y subterráneos.

Los sensores de microondas, como el radar, transmiten ondas electromagnéticas hacia un objeto y registran las ondas que este refleja. A diferencia de otros sensores, los de microondas pueden recoger información sobre una zona a través de las nubes. Explorando una zona con radar y procesando los datos con una computadora, los científicos pueden crear mapas de radar.

9.2.5. Resolución de imágenes

La salida de radiación (emitida o reflejada) de la superficie terrestre es un fenómeno continuo en cuatro dimensiones: espacio, tiempo, longitud de onda y radiancia (total de energía radiada por unidad de área y por ángulo sólido de medida).

La habilidad para discriminar información de detalle que tiene un sensor se recoge en función de esas cuatro propiedades:

- **Resolución espacial.** Es el tamaño del píxel o unidad de longitud más pequeña que identifica el sensor, es decir, la dimensión del objeto independiente más pequeño que podrá aparecer en la imagen. En algunos casos se emplea un concepto relacionado con el píxel, sin ser lo mismo: IFOV (campo instantáneo de visión), que es la sección angular, dada en radianes, observada en un momento determinado. Una alta resolución espacial es de gran utilidad cuando el detalle espacial es crucial en el estudio al que se destina, como es el caso de las explotaciones mineras.
- **Resolución espectral.** Indica el número y anchura de las bandas espectrales en las que el sensor puede captar radiación electromagnética. Es importante en el caso de la estimación de cosechas, pues permite discriminar diferentes cultivos o rendimientos de los mismos. En principio cuanto más bandas incluya un sensor, mejor, ya que cada banda constituye una variable para caracterizar la superficie captada; también es favorable que estas bandas sean estrechas para que aumente su poder discriminante, pues si las bandas son muy anchas, van a recoger valores promediados que ocultarán elementos de diferenciación. Resulta mucho más informativo contar con 3 bandas (rojo, verde y azul) en el visible que con una sola banda (fotografía en blanco y negro). El número de bandas y su localización en el espectro va a depender de los objetivos que se pretendan cubrir con la puesta en funcionamiento del sensor
- **Resolución radiométrica.** Hace referencia a la sensibilidad del sensor, a su capacidad para detectar variaciones en la magnitud de medida de energía con la que trabaja, es decir, al número de intervalos de intensidad que pueden captarse. Suele expresarse mediante el número de *bits* necesarios que se precisan para almacenar cada píxel. Por ejemplo, Landsat-TM utiliza 8 *bits*, lo que da 256 niveles de energía (ND, Niveles Digitales) que pueden ser captados. Cuanto mayor sea la precisión radiométrica, mayor número de detalles podrán captarse en la imagen.
- **Resolución temporal.** Indica el intervalo de tiempo entre cada imagen obtenida por la plataforma, es decir, la periodicidad con la que el sensor adquiere imágenes de la misma porción de la superficie terrestre. Adquiere vital importancia en los satélites meteorológicos. Es de media hora como máximo en el caso de los satélites geosíncronos y variable en el caso de los satélites heliosíncronos. Como recientemente se han desarrollado satélites de muy alta resolución espacial con sensores orientables (la zona de la que captan imágenes es relativamente independiente de la posición que ocupe el satélite), la resolución temporal pasa a ser algo más flexible.

A mayor resolución espacial, disminuye habitualmente la resolución temporal y es previsible que se reduzca también la espectral. El aumento en cualquiera de las cuatro resoluciones supone un incremento importantísimo en el volumen de datos que el sensor debe preprocesar y enviar a las estaciones terrestres.

La aparición de sensores de orientación modificable ha permitido compatibilizar las altas resoluciones espacial y temporal, a costa de una toma de imágenes no sistemática.

Debe evitarse relacionar resolución espacial con calidad de las imágenes, pues cada sensor tiene la resolución óptima para los objetivos que se pretenden cubrir; así, los satélites meteorológicos se utilizan para analizar fenómenos muy dinámicos y por ello necesitan una gran resolución temporal (30 minutos) y una imagen de gran tamaño (todo el planeta), con píxeles grandes (resolución espacial baja).

9.2.6. Tipos de sensores

Una clasificación básica de los sensores diferencia entre sensores activos (generan su propia radiación y la reciben rebotada) y sensores pasivos (reciben radiación emitida o reflejada por la Tierra).

Entre los sensores pasivos destacan: los fotográficos (cámaras fotográficas instaladas en plataformas aéreas), los exploradores o radiómetros de barrido (sensores óptico-electrónicos que 'barren' u oscilan en dirección perpendicular a la trayectoria del satélite; son los más habituales en teledetección), los exploradores de empuje (sensores óptico-electrónicos que, a diferencia de los exploradores de barrido, no oscilan en dirección perpendicular a la trayectoria sino que siguen la trayectoria del satélite), las cámaras de vídeo (mejoran la resolución de los anteriormente mencionados ya que amplían la señal recibida) y los radiómetros de microondas (sensor óptico-electrónico que opera en rangos del espectro visible de longitudes de onda largas, evitando así los problemas derivados de las condiciones atmosféricas y de iluminación). Los espectrómetros de imagen constituyen una nueva generación de instrumentos, cuya misión es obtener imágenes en un gran número de bandas espectrales (entre 64 y 210 bandas a intervalos de 10 m a 20 m) obteniendo un espectro casi continuo de radiación.

Por lo que se refiere a los sensores activos, actualmente se dispone del radar y el lidar (basado en tecnología láser). El radar es un radiómetro de microondas de naturaleza activa, es decir, que a diferencia del descrito en el punto anterior, se encarga de emitir la señal para luego interpretar la respuesta; trabaja en una banda comprendida entre 1 mm y 1 m; debido a su capacidad para trabajar ante cualquier condición atmosférica, su uso se ha extendido mucho, especialmente en zonas con cobertura nubosa persistente. El lidar es un sensor similar al anterior, pero que emite pulsos de luz polarizada de longitudes de onda mucho más pequeñas, en la franja del espectro correspondiente al ultravioleta y al infrarrojo cercano.

En función de la orientación con la que el sensor capta las imágenes se distingue entre: sensores de orientación vertical, habitual en satélites de resolución espacial baja (METEOSAT) o media (LANDSAT); de orientación oblicua, típica del radar; y de orientación modificable, que aparece en los sensores de alta resolución (a partir del SPOT - IHV) y en los que se dispone por encargo la orientación, lo que permite mantener unas elevadas resoluciones espacial y temporal (tiempo de revisita); no obstante, su inconveniente es que es difícil encontrar imágenes a posteriori, ya que solo se toman aquellas imágenes que se han encargado previamente.

9.2.7. Tipos de plataforma de teledetección espacial

Los satélites han resultado ser muy útiles para el desarrollo de sistemas de teledetección. La Agencia Espacial Europea (ESA), la NASA de Estados Unidos y las organizaciones espaciales de otros países, como India (ISRO), Japón (JAXA, antigua NASDA), China (CASC) y Rusia (IKI) han lanzado satélites de observación terrestre, tanto geosíncronos o geoestacionarios como heliosíncronos. Estos sistemas de teledetección se emplean de forma habitual para el reconocimiento, la confección de mapas y la observación de los recursos y el medio ambiente de la Tierra. También se han empleado para explorar otros planetas (véase Astronáutica).

Los satélites estadounidenses LANDSAT han proporcionado una enorme cantidad de información sobre la Tierra y se han convertido en el proyecto más fructífero de teledetección, alcanzando, solo hasta 1980, una cobertura de 32 millones de km² y un total de 965,000 imágenes adquiridas, con un tamaño de píxel de 0,62 hectáreas. El primero, el Landsat - 1, se lanzó en 1972; el Landsat - 7, en 1999. El Landsat - 5 produce imágenes de casi toda la superficie terrestre una vez cada 16 días.

Los satélites franceses SPOT (Système Probatoire d'Observation de la Terre) han sido desarrollados por el Centro Nacional de Estudios Espaciales (CNES) francés, en colaboración con Bélgica y Suecia. Son ya cinco los lanzados y tres están en la actualidad en órbita. Algunos facilitan imágenes que muestran objetos de tan solo 100 m² de superficie.

Existen numerosos satélites meteorológicos, como la serie europea Meteosat, que emplean sistemas de teledetección para producir imágenes que se utilizan en la predicción meteorológica (véase Meteorología). Los sensores remotos de estos satélites pueden seguir el movimiento de los diferentes tipos de nubes y registrar los cambios de temperatura en la atmósfera, el contenido de vapor de agua en el aire, la precipitación acumulada, la velocidad de los vientos o la temperatura del mar. Otros satélites de observación meteorológica son GOES (EE.UU.), GMS (Japón), INSAT (India), METEOR (Rusia), NOAA (EE.UU.) o FENGYUN (China).

También se llevan a cabo programas de observación con equipos radar: SEASAT, SIR, ERS, JERS - 1, RADARSAT o la misión SRTM de la NASA, que está cartografiando la superficie terrestre en su totalidad. Otros satélites son: ENVISAT, MOS, AMAZONAS, IRS y DMSP.

9.2.8. Tratamiento de imágenes de satélites

Una vez los sensores espaciales han completado el proceso de recogida de información, y esta ha sido enviada al sistema receptor, debe ser procesada y dispuesta en formatos legibles para los usuarios finales. El tratamiento de la información puede abordarse desde dos enfoques: visual y digital.

1. **Tratamiento visual.** Los valores que nos devuelven los sensores digitales son transformados a intensidades de luz, generándose así productos casi fotográficos, susceptibles de interpretación visual. Es comúnmente utilizado en la elaboración de cartografía geológica, mapas de vegetación y morfología urbana (planos).
2. **Tratamiento digital.** Gracias al enorme desarrollo de disciplinas como la ingeniería informática y las telecomunicaciones, han sido posibles mejoras muy importantes, tanto desde el punto de vista cuantitativo como cualitativo, a la hora de procesar la información satelital. Este tipo de tratamiento aprovecha la conversión analógica - digital realizada en el satélite para, mediante el uso de herramientas de *software* y *hardware*, automatizar y agilizar las tareas de interpretación de las imágenes. Mediante estas técnicas, cada uno de los píxeles que componen las imágenes son tratados de forma independiente, de modo que, a cada uno y en función de la variable que se esté utilizando, el software empleado le asigna un valor de Nivel Digital concreto. El Nivel Digital (ND) es el valor numérico que refleja el valor radiado por el objeto en el momento de ser tomada la imagen. Dicho valor numérico queda almacenado en cada píxel.

El método de tratamiento digital resulta más fiable y aporta más posibilidades de explotación de la información; sin embargo, requiere una mayor inversión económica que el analógico.

Hay dos clases de imágenes: las VIS y las IR.

- Una imagen visible (VIS) es aquella que toma un satélite en el llamado canal o banda visible. En este canal, el satélite "ve" la Tierra como una persona la vería si estuviera dentro del satélite mirando por la ventanilla: se captan los objetos dependiendo de cómo reflejan la luz solar, es decir, de su capacidad para reflejar los rayos solares. Este es un inconveniente, pues es imposible tener imágenes del período nocturno; los canales de televisión en sus informativos meteorológicos no suelen usar estas imágenes.
- Una imagen infrarroja (IR) es la que un satélite toma en el llamado canal o banda infrarroja. Como todos los cuerpos están a una determinada temperatura, emiten radiación térmica, aunque el ojo humano, sensible a la luz visible o blanca, no pueda verla. En este canal, el satélite detecta esos focos térmicos y es capaz de generar mapas térmicos de las superficies emisoras terrestres que esté explorando y posean una temperatura de brillo. Al ser independiente que los objetos y estructuras estén iluminadas por el Sol, hay información en el canal IR durante las 24 horas del día y por ello los canales de televisión suelen usar estas imágenes en sus informativos. Aunque las imágenes IR se suelen representar en una escala de grises, se han tomado estos convenios: a mayor temperatura de emisión, tonalidad más oscura. Es conveniente hacer el análisis de la imagen IR observando su homólogo VIS durante el día.

Las herramientas informáticas con las que actualmente se cuenta para el tratamiento de imágenes satelitales abarcan multitud de productos de muy diversa naturaleza. Entre las herramientas *hardware* (componentes físicos de los equipos informáticos) se considera a las unidades de distribución; como ya se ha indicado, los sensores instalados en los satélites hacen una primera transformación de las imágenes y los formatos de lectura pasan de datos analógicos a digitales. Estos datos, para poder pasar por todo el proceso de interpretación, han de distribuirse en formatos legibles a la mayoría de los usuarios. Los formatos de distribución más comúnmente utilizados son: para el tratamiento visual, las películas en negativo, las películas en positivo y el formato papel; para el tratamiento digital destacan las cintas magnéticas, las cintas de cartucho, los CD - ROM y los DVD.

También entre las herramientas *hardware* deben tenerse en cuenta, por un lado, las unidades de almacenamiento y tratamiento de imágenes, que son las CPU de los ordenadores, cuyas dimensiones pueden variar en gran medida en función de las dimensiones de los proyectos; y, por otro lado, las unidades de salida de imágenes, que hacen referencia a dos tipos: los que presentan las imágenes en pantallas, ya sean las pantallas LCD de los móviles de última generación o los monitores de un ordenador personal, y los que ofrecen salidas en papel, como una impresora o un plotter.

Tan importantes como las anteriores son las herramientas *software* (unidades lógicas de los equipos informáticos). Actualmente hay una gran variedad de programas informáticos que sirven para el tratamiento de las imágenes digitales. Son de naturaleza muy variada en función de los fines que se persigan, aunque de forma esquemática se pueden definir tres tipos: los que tienen como única finalidad el dotar a las imágenes de la suficiente calidad visual para que el intérprete, experto o principiante, sea capaz de interpretar lo que en ella se muestra (programas como Adobe Photoshop, QuarkExpress, PaintshoPro); los que no persiguen la calidad visual de las imágenes, sino el contenido de la información digital que cada uno de los píxeles contiene (Erdas Imagine, ENVI, ILLWIS); y los Sistemas de Información Geográfica, importantes en la explotación y corrección de los resultados obtenidos en un proyecto de teledetección.

9.2.9. SIG y Teledetección

Los Sistemas de Información Geográfica (SIG) intervienen en las últimas fases de las que componen un proceso de teledetección, más concretamente en lo que anteriormente se definía como los elementos intérprete y usuario final.

Dotarán al intérprete de una herramienta que le permitirá corregir, basándose en datos geográficos existentes, las imágenes satelitales, garantizando unos mínimos de calidad suficientes para ser interpretadas. Pero es el usuario final el que más y mejor partido va a sacar de los SIG, pues le ofrecen capacidad de almacenamiento y procesado de la información, así como multitud de herramientas de análisis e integración de diversas variables obtenidas a partir de esos mismos datos, cerrando así un proceso que se iniciaba con la toma de las imágenes, y que va a permitir a científicos y técnicos de diversas disciplinas profesionales y de investigación aprovechar estas técnicas para ponerlas al servicio de la sociedad y de la ciencia.

Como ejemplo sencillo y esquemático, es muy explicativo el caso de la explotación de datos procedentes de un proceso de teledetección y su aplicación para la evaluación y prevención de catástrofes naturales, por ejemplo, las inundaciones provocadas por lluvias torrenciales. El técnico, gracias a la teledetección, recopila una serie de imágenes que, una vez corregidas y almacenadas mediante herramientas SIG, puede explotar, obteniendo así variables de vital importancia para la evaluación y prevención de avenidas. Son multitud las variables que el técnico puede extraer y analizar mediante un SIG; unas de forma directa, como son los caudales de avenida, las velocidades del agua en distintos puntos, las dimensiones de la mancha de inundación y las afecciones producidas; y otras de forma indirecta, como la evaluación de los impactos económicos que estas producen o los riesgos que determinadas actividades humanas tienen para el medio ambiente y el ser humano.

Pero el usuario final no tiene que ser siempre un técnico especialista; un estudiante de bachillerato o una persona cualquiera desde casa se puede convertir en usuario de teledetección a través de herramientas SIG que están en Internet. Hay páginas web que constituyen un SIG en sí mismas, lo

que en terminología de Internet se llaman servidores de mapas. Dichos servidores tienen como fuente de datos diversos satélites, que gracias a los SIG ponen a disposición del usuario de Internet información cartográfica valiosa e interesante. Los SIG son, por tanto, los sistemas que, por su naturaleza, mejor permiten explotar los datos que la teledetección aporta.

9.2.10. Aplicaciones de la Teledetección

Las aplicaciones de la Teledetección son múltiples y de muy diversa índole, y están en constante evolución conforme a los adelantos técnicos en una amplia gama de disciplinas por medio de las cuales se desarrollan, se diversifican y se amplían, como la informática, la aeronáutica, la física o los campos de la ingeniería civil y ambiental.

La Teledetección con fines militares ha sido, aparte de una de las propulsoras del desarrollo de esta técnica, una de las ramas que mayor provecho ha obtenido, sobre todo, porque tuvo sus orígenes durante la Primera Guerra Mundial (1914 - 1918) como herramienta insustituible para el espionaje y la planificación de campañas bélicas.

Actualmente son muchas las ciencias que se benefician de forma directa de esta tecnología, como por ejemplo: la Meteorología (ofrece perfiles de temperatura atmosférica, mapas de presiones o isobáricos, contenidos de vapor de agua, velocidad de los vientos, predicción de huracanes), la Oceanografía (temperatura superficial del mar, corrientes oceánicas, velocidad y altura del oleaje, estado de las mareas, detección de tsunamis), la Geología y la Geomorfología (identificación de perfiles geotécnicos, localización de fallas y desplazamientos tectónicos, determinación de surgencias y masas de agua subterráneas, grado de actividad de volcanes), la Topografía y la Cartografía (obtención de mapas de detalle de la superficie terrestre), la Zoología (inventarios de fauna, movimientos migratorios), la Ingeniería forestal y la Agricultura (tipos de cobertura vegetal y estado sanitario de la misma, identificación de plagas, mapas de usos del suelo, vulnerabilidad a los incendios, predicción de cosechas), la Hidrología (estimación de recursos hídricos, prevención de avenidas), el medio ambiente y el control de fenómenos naturales catastróficos (muy ligado a algunas de las disciplinas anteriormente descritas, como los avisos de tormenta, movimientos sísmicos, avalanchas, inundaciones, control de la contaminación) y el urbanismo (planificación urbanística, vigilancia del tráfico).

9.3. Fotogeología

9.3.1. Interpretación de imágenes

En el proceso de fotointerpretación geológica, por regla general, se establecen los límites de distribución de los complejos rocosos, se aclaran algunos detalles de la estratigrafía y la tectónica, se estudian las particularidades geomorfológicas del territorio y simultáneamente los procesos físico-geológicos que acontecen; también se estudian las condiciones de formación y la edad de los depósitos cuaternarios.

La fotointerpretación geológica se realiza con imágenes aéreas y espaciales que brindan un volumen determinado de información, para la cual es necesario crear una metodología basada en la interrelación que existe entre los diferentes objetos, procesos y fenómenos que ocurren en la naturaleza. Esta metodología está sustentada en una serie de índices o criterios de análisis que permiten trazar las normas y regular el proceso de fotointerpretación.

Los índices de fotointerpretación apoyan el trabajo fotogeológico y se establecen a partir de las características comunes para las imágenes aéreas y espaciales. Se clasifican en directos e indirectos.

Índices directos de interpretación

Son aquellos índices que expresan las propiedades de los objetos que son percibidos directamente por el fotointerpretador durante el trabajo con las fotografías.

Dentro de ellos se incluyen: la forma, el tamaño, el tono o color (fototono), la textura y la sombra de los objetos. Estos índices con frecuencia no resultan suficientes para la fotointerpretación ya que, en primer lugar, un objeto no presenta todas sus características en las imágenes aéreas y espaciales de forma clara; en segundo lugar, sus índices de fotointerpretación no son rigurosamente propios del mismo, es decir, determinado índice puede corresponder a diferentes objetos, o por el contrario, a un mismo objeto pueden corresponderle diferentes índices:

Tono

Realizando un análisis de los materiales aeroespaciales mencionados anteriormente, y teniendo en cuenta la experiencia acumulada, se puede asegurar que este es uno de los índices más importantes en la fotogeología, tanto en lo que se refiere a las fotos aéreas en blanco y negro (que son las más abundantes), como a las en colores. El tono también es conocido en la literatura especializada como fototono, por lo que en el texto se emplean ambos términos indistintamente.

El tono va a estar influenciado directamente por la naturaleza y el color del objeto que se analiza y está condicionado por:

- La capacidad de reflexión del objeto, es decir, mientras más intensa sea la reflexión de los rayos de luz que inciden sobre el objeto, más clara será su imagen en la foto.
- La estructura externa de la superficie del objeto, es decir, mientras más clara y suave sea la superficie se obtendrá más clara la imagen de la foto.
- La iluminación del objeto, o sea, mientras más iluminado esté el objeto, más clara se obtendrá la imagen de la foto.
- El grado de sensibilidad de la emulsión de la película, ya que las películas en blanco y negro en su mayoría son pancromáticas, siendo muy sensibles a todas las longitudes de onda del espectro visible.
- El factor climatológico y meteorológico en el momento en que se realiza la toma fotográfica; es decir, en esto influye directamente la estación del año, la hora, la posición del sol, la nubosidad, la humedad del terreno, etcétera.
- El material fotográfico utilizado, ya que de este depende que el color y la textura de las rocas sean correctamente captadas en las fotos, por ejemplo, en la naturaleza las rocas carbonatadas (margas, calizas, dolomitas) se caracterizan por presentar colores claros que van del gris azulado (algunas veces aparecen con colores pardos) hasta el amarillento o blanco, por lo que en las fotos estas rocas se manifiestan con tonos claros. En cambio las rocas básicas y ultrabásicas, que se distinguen por presentar colores que varían entre el gris oscuro y el negro, se observan en las fotos aéreas con tonos oscuros.

Mediante investigaciones y experimentos se ha establecido que el ojo humano está capacitado para distinguir hasta 25 tonos de grises, pero muchos autores tienden a simplificar la gama de grises para hacerla más práctica; un caso típico es el de la escala gris Munsell.

Esta escala consta de 11 divisiones, donde los tonos varían del negro al blanco. Cada división tiene un valor numérico, tomando el número 10 el color blanco ubicado en la superior y el 0 el color negro que se encuentra en la parte inferior.

Esta escala permite establecer una correlación entre los tonos grises y los colores primarios, amarillo, rojo, verde, azul y morado, ya que los diversos matices del gris en las fotografías en blanco y negro representan los diversos colores de los objetos que han sido fotografiados. Cada color refleja y absorbe la luz a un determinado porcentaje, por esto se dice que los colores en general no reflejan el 100 % de su propio color, estos factores dependen del material y la textura de que están constituido estos colores.

Por ejemplo, el amarillo toma valores muy próximos al blanco y refleja del 80 % al 85 % de su propio color; en cambio el rojo alcanza valores próximos al negro y refleja del 70 % al 75 % de su propio color.

Del análisis de esta correspondencia se establece que los colores quedan divididos en claros y oscuros. Además estos también permiten concluir que:

- Cada color, aunque sea de un mismo material o textura, no deja la luz incidente en igual porcentaje.
- El mismo color en texturas diferentes refleja igual la cantidad de luz incidente.
- Los diferentes colores normales adquieren mayor intensidad en el grado de brillo al encontrarse expuestos a la luz solar plena; es decir, su valor es mayor bajo la luz fuerte y a medida que decrece el volumen de luz incidente el valor de dicha escala disminuye.

Cuando la toma fotográfica se realiza con luz natural o condicionada, el tono en las fotos en blanco y negro (en las que la variabilidad de la gama de grises es mayor) refleja con gran constancia el color del objeto.

Textura

El término es conocido en la Geología pero con otra acepción. Desde el punto de vista fotogeológico representa la expresión plana de las formas de relieve dada a través de las variaciones del tono dentro de una imagen, donde se ponen de manifiesto diversos rasgos y fenómenos geológicos que han afectado a diferentes tipos de rocas y formaciones; por ejemplo el bandeamiento en las series estratigráficas de rocas sedimentarias, la rugosidad en las rocas graníticas, los procesos de disolución que deforman la superficie de las rocas susceptibles a ellos, la porosidad, etcétera.

La textura está estrechamente relacionada a numerosos índices, pero de manera directa se vincula al tono, siendo considerada prácticamente un derivado del mismo (ya que representa el producto de los diferentes tonos que componen una imagen obtenidos a consecuencia de la variación de la capacidad de absorción de la luz en el plano). Otro índice que se relaciona de una manera especial con la textura es la vegetación que, producto de su tendencia a agruparse de forma peculiar, da lugar a diferentes tipos de estas, permitiendo establecer patrones que resultan muy útiles en el proceso de fotointerpretación.

No existe una tabla que defina los tipos de texturas. Diferentes autores las nombran de forma arbitraria, aunque la práctica ha demostrado cierta regularidad al destacar de forma clásica texturas suaves, rugosas, punteadas, granulares, bandeadas, etcétera.

En resumen, la textura está íntimamente ligada a diferentes propiedades físico - mecánicas de las rocas, tales como dureza, porosidad, compactación, grado de erosión, etc. Además, depende de forma radical de la escala de las fotografías aéreas, ya que al disminuir ésta varía el tipo de textura (con tendencia a desaparecer) aunque, a la vez, se origina una nueva en correspondencia con el grado de información que aporta la escala más pequeña.

Forma

Este constituye uno de los índices fundamentales de la fotointerpretación, ya que puede emplearse para detectar la existencia de determinados objetos en la naturaleza. Al efectuarse la observación por el fotointerpretador en primer orden se delimita la configuración del objeto.

En dependencia de la escala de las fotos aéreas, se conservará la semejanza de los contornos de los objetos a estudiar. En la parte central de la foto se conserva el carácter plano totalmente, mientras que hacia los extremos los objetos tienden a verse inclinados hacia el centro.

Desde el punto de vista geométrico se identifican dos tipos de formas principales:

- 1- Formas geométricas determinadas.
- 2- Formas geométricas no determinadas.

En el primer caso, estas formas corresponden a los efectos que provoca en la superficie terrestre la acción constante del hombre, como por ejemplo: cultivos, construcciones civiles, vías de comunicación, presas, etcétera.

En el segundo caso corresponden a la obra de la naturaleza al distribuirse de manera irregular los bosques, lagos, etcétera.

Exceptuando estos casos, existen otras formas para la fotointerpretación, tales como:

- Forma lineal o compacta,
- forma plana, y
- forma voluminosa.

Las formas lineales se detectan, fundamentalmente en las fotos a escalas pequeñas y medias. Se consideran un índice importante porque, por lo general, se asocian a límites geológicos y fallas, al bandeamiento de las secuencias sedimentarias, etcétera.

Durante la observación estereoscópica se pueden diferenciar las formas planas de las voluminosas, aunque se debe tener en cuenta que estas están condicionadas por la particularidad de la proyección central del objeto en la imagen fotográfica. Las formas voluminosas corresponden a los elementos positivos de relieve (elevaciones, mogotes, mesetas, diapiros, etc), mientras que las formas planas corresponden a las formas negativas (llanuras, depresiones, valles) del relieve.

Durante la fotointerpretación de las formas voluminosas, es imprescindible tomar en cuenta la alteración que estas sufren a consecuencia de las escalas verticales y horizontales del estereomodelo.

Tamaño

Como índice de fotointerpretación no es determinante, ya que este depende directamente de la escala de la foto. La magnitud real del objeto se puede determinar por la escala de la foto, o comparando las dimensiones del objeto en estudio con la de un objeto conocido, cuya imagen se encuentre representada en la misma, es decir, que este aspecto no juega un papel fundamental en el trabajo geológico, ya que las variaciones del tamaño pueden ser infinitas en el caso específico de los objetos geológicos.

Sombra

La representación de la sombra de los objetos es un índice de fotointerpretación contradictorio ya que tiene dos formas de análisis: una positiva, cuando permite reconocer el objeto o determinar sus características, y otra negativa cuando la sombra cubre el objeto, o parte de él, impidiendo o dificultando su identificación.

La sombra se produce cuando sobre un cuerpo opaco incide un conjunto de rayos luminosos y, en dirección opuesta a su trayectoria, se observa la proyección oscura de este cuerpo en el plano.

Este fenómeno se encuentra vinculado a la forma y al tamaño pues, en cierta medida, refleja la característica de ambos índices.

La sombra juega un papel importante a la hora de realizar la toma fotográfica, pues esta caracteriza en parte la topografía de la región.

Índices indirectos de interpretación

Se utilizan ampliamente durante la fotointerpretación, ya que permiten determinar la estructura interna del paisaje y, por tanto, todo lo relacionado con el mismo, ya sea la estructura geológica, las formas de relieve y drenaje, las particularidades de la distribución y desarrollo del manto vegetal, etcétera.

Como índices indirectos se consideran: los geomorfológicos, los geobotánicos (vegetación) y los antropogénicos.

Índices geomorfológicos

Están basados, fundamentalmente, en la relación que existe entre la estructura geológica y las formas de relieve. Uno de los aspectos más importantes en el proceso de fotointerpretación es la definición de la morfología y la génesis del relieve.

El drenaje reviste especial importancia durante el estudio fotogeológico, ya que este se encuentra estrechamente vinculado a las diferentes formas del relieve que se han originado, producto de la constante modificación a que es sometido el relieve terrestre bajo la acción de la erosión.

Con la ayuda de estos elementos resulta posible delimitar las áreas de distribución de diferentes complejos rocosos, las condiciones de yacencia y los elementos de la tectónica disyuntiva y plicativa. Además se logran interrelacionar todos estos aspectos con los procesos físico-geológicos que han ocurrido en diferentes etapas del desarrollo geológico.

La utilización de los índices geomorfológicos depende de las propiedades físicas de las rocas como la dureza, la permeabilidad, la solubilidad y de algunas propiedades geológicas como la estratificación, el agrietamiento, etc. Estas propiedades se manifiestan en las rocas en dependencia del grado de afloramiento que tengan en el relieve y de su comportamiento ante el intemperismo y la erosión.

El drenaje, dadas sus características, constituye un índice particular que se analiza independientemente.

La práctica ha demostrado que esta resulta un índice muy importante por ser uno de los elementos más seguros que el interpretador logra percibir desde el comienzo de la fotoidentificación.

El drenaje está constituido por todas las corrientes superficiales, ríos, arroyos, barrancos y depresiones donde hayan quedado las huellas de las corrientes de agua, ya sean temporales o permanentes.

La fotogeología facilita el estudio del drenaje, ya que las fotos ofrecen una amplia visión del terreno, permitiendo realizar un dibujo exacto de la red fluvial en zonas llanas. Con el estudio de esta red resulta posible identificar diferentes tipos litológicos, además por la disposición y adaptación de la misma en el relieve se detectan fallas y fracturas.

Por eso se puede afirmar que el drenaje en general está influenciado por tres aspectos fundamentales: la litología, la estructura y la topografía, los cuales ejercen un control directo sobre él.

El control litológico está dado por el tipo de roca donde se desarrolla el drenaje, pero existen factores que modifican el drenaje y que serán comunes para cualquier litología. Para este análisis se deben tener en cuenta:

- La forma de los arroyos,
- la densidad de la red, y
- la uniformidad de la red.

La forma de los arroyos depende principalmente de una serie de propiedades de las rocas, tales como: cohesión, permeabilidad, dureza, etcétera.

La densidad del drenaje indica el comportamiento de determinadas propiedades de las rocas bajo la influencia del clima. Por ejemplo, mientras más dura y resistente sea la roca, más espaciado será el drenaje. Además, los climas áridos tienden a formar redes de drenaje más densas que los húmedos.

La uniformidad indica que el drenaje corre por un tipo litológico homogéneo, aunque se pueda ver afectada por la actividad de la tectónica disyuntiva.

El control estructural viene dado por la adaptación de la red fluvial a las principales formas estructurales existentes en el terreno.

Estas adaptaciones tienden a formar:

- Valles longitudinales los cuales pueden ser sinclinales o anticlinales, cuando corren por los ejes de estas estructuras respectivamente, y valles homoclinales cuando corren por las rocas blandas de los flancos de los pliegues.
- Valles transversales (que cortan a las estructuras de forma transversal debido a particularidades topográficas, tectónicas, etcétera).

El control topográfico ocurre cuando la red fluvial está influenciada directamente por la topografía de la zona.

Tipos de drenaje

El tipo de drenaje más frecuente que existe es el dendrítico, caracterizándose fundamentalmente por el desarrollo de los arroyos en forma arborescentes. Este drenaje puede alterar la forma de su disposición, originándose nuevos subtipos tales como:

- Subdendríticos.
- Subparalelo:
 - Dendrítico
 - a) de cresta;
 - b) aciculado.
- Pinado - dendrítico.

En la naturaleza existen otros tipos de drenaje, que se caracterizan por la variedad de la configuración de la red, estos son:

- Paralela,
- subparalela,
- radial centrífuga,
- anastomosada,
- en abanico,
- anular centrípeta,
- anular centrífuga,
- angular rectangular,
- rectangular, etcétera.

Los drenajes de los domos y las cubetas son típicamente anulares respondiendo a las estructuras, originándose una combinación de ríos transversales con ríos que corren por los estratos más blandos.

Otra forma de expresión de drenaje lo constituyen las formaciones cársicas, que se originan como resultado de las condiciones particulares que existen en las regiones con clima tropical - húmedo. Durante el proceso de fotointerpretación se distingue básicamente el carso superficial, que se corresponde con la zona hidrodinámica superior y que incluye el lapiez, las grietas abiertas, las depresiones, los embudos cársicos, etcétera.

La fracturación influye directamente en la distribución de los ríos, ya que estos, debido a las características litológicas, tienen que correr por las fisuras, fallas o diaclasas existentes en el terreno. Los típicos representantes de estos serán las redes angulares y rectangulares.

La topografía es la expresión del relieve de un territorio dado y está condicionada directamente por las rocas que la constituyen, por la naturaleza de las mismas, por el clima, la erosión, etcétera.

La composición de la roca define sus propiedades físicas: cohesión, estructura interna, tamaño del grado, etc., y determina la resistencia de la misma a la erosión.

La erosión puede tener dos vertientes, una con sentido físico y otra con sentido químico. De esta forma existen rocas que, a pesar de poseer magníficas propiedades físicas, son altamente sensibles a los agentes químicos.

La dureza de la roca determina en parte los tipos de relieve, ya que las rocas duras y compactas ofrecen una gran resistencia al intemperismo o a la erosión con respecto a otras rocas más blandas y deleznales; por tanto, en dependencia de la variación de la dureza, se originará un relieve diferencial.

El clima actúa como un agente más en el proceso de intemperismo y en la erosión de los diferentes tipos litológicos.

Índices geobotánicos (Vegetación)

Este índice está basado en la interrelación existente entre el suelo, el manto vegetal y las plantas.

El suelo se origina a partir de la destrucción de diferentes rocas, las cuales poseen determinadas propiedades físicas, composición química y particularidades hidrogeológicas que inciden, de acuerdo a su comportamiento, en el tipo de vegetación que se desarrolla sobre él.

Se debe tener en cuenta que todas estas características van a estar subordinadas a la zonalidad climática del terreno en cuestión. Para establecer los índices geobotánicos en el proceso de fotointerpretación es necesario delimitar aquellas regiones que poseen características climáticas similares, por cuanto el clima es un factor que influye considerablemente en la vegetación.

La humedad del suelo constituye un elemento del clima de gran importancia que se vincula directamente a los diferentes tipos rocosos, los cuales, de acuerdo a su composición química y sus propiedades físicas, pueden o no permitir el desarrollo de la vegetación. Existen determinados complejos rocosos que poseen condiciones excepcionales para el desarrollo de cultivos, bosques, etcétera, en dependencia del grado de humedad.

La vegetación se observa en las fotos con un tono gris oscuro, y tiene una marcada tendencia a enmascarar muchas estructuras. Sin embargo, en ocasiones resalta los rasgos estructurales y litológicos del terreno. Por ejemplo, las fallas y fracturas debido a la humedad que poseen suelen dar lugar a franjas de vegetación ubicadas a lo largo de ellas.

El color del suelo y el de la vegetación juegan un papel en la identificación de algunas unidades estratigráficas, sistemas de drenaje, afloramientos de determinados estratos, la estratificación de algunas formaciones, etcétera.

Producto de esta correlación entre el suelo, la vegetación y las rocas se ha logrado definir algunas plantas "indicadoras," que se caracterizan por tener una marcada preferencia por algún tipo litológico o tipo de mineralización.

No obstante, la vegetación no se debe tomar como única guía de cambios litológicos, ni estructurales, pues pueden conducir a cometer errores.

Índices antropogénicos

Están condicionados por la actividad del hombre y, en algunos casos, por la de los animales. Este índice se basa en la capacidad de adaptación del hombre y los animales a determinadas condiciones físico - geográficas y por tanto, a las particularidades geológicas de la región de hábitat de los mismos, que se manifiestan de forma evidente en el paisaje.

En las imágenes aéreas se origina un dibujo característico, el cual se toma como patrón o índice. Durante la fotoidentificación se utiliza ampliamente este índice para delimitar y seguir en las fotos diferentes complejos rocosos que se caracterizan por una variada composición y edad.

Al mismo tiempo se delimitan los diferentes tipos de sedimentos cuaternarios (aluviales, eluviales, deluviales, etc.) y los procesos físico - geológicos en los cuales se han originado.

Puede concluirse que, para la aplicación de los índices en el proceso de fotointerpretación se debe considerar que cada uno de ellos se refleja en sus respectivas regiones, con determinadas formas muy específicas.

Los índices que, de modo general, se manifiestan satisfactoriamente para una región durante el proceso de fotointerpretación, pueden ser sistematizados.

Por regla, con el aumento del grado de detalle de los trabajos geológicos el número de índices presentes en la región aumenta.

Un incremento considerable de la estabilidad de estos índices se observa en las secuencias sedimentarias que yacen de forma horizontal o inclinada y se mantienen en el corte litológico - facial por el rumbo.

Para garantizar la correcta elección de los índices de una región, es imprescindible realizar un estudio minucioso de varios perfiles en el campo y posteriormente correlacionarlos con los resultados obtenidos de la identificación e interpretación de fotos aéreas y espaciales.

Traslado de la información fotointerpretada al mapa

Un paso tan importante como indispensable en todo trabajo de fotointerpretación geológica resulta el traslado de la información obtenida en las imágenes (contornos, fallas, grietas, elementos de yacencia, etc.) a la base topográfica, donde ha de realizarse su compilación para la posterior redacción del mapa o esquema de interpretación geológica.

En dependencia de la exactitud planimétrica que debe tener el documento final (esquema o mapa) podrán utilizarse en calidad de base topográfica, los fotoplanos u hojas topográficas para los primeros y fotomapas u hojas topográficas en base estable, para los segundos. Los fotoesquemas pueden utilizarse como paso intermedio para la traslación a la base topográfica, pero nunca en sustitución de esta, ya que en ellos las deformaciones del relieve, debido a la proyección cónica de las fotos o a la desviación del eje óptico de la cámara en el momento de exposición u otras deformaciones planimétricas, no han sido rectificadas.

Los métodos de traslado, según la técnica empleada en su ejecución, se dividen en dos grupos:

- Métodos de traslado visual.
- Métodos de traslado instrumental.

La elección del método a emplear se realiza teniendo en cuenta varios factores, entre ellos:

- El relieve de la región de los trabajos (llano o montañoso),
- los tipos de instrumentos de traslado con que se cuente,
- la disponibilidad de fotoesquemas, fotoplanos, bases topográficas, etcétera,
- la relación entre las escalas de las imágenes y la base a utilizar,
- la complejidad geológica del área representada en las imágenes, y
- la exactitud planimétrica requerida por el documento final.

En cuanto a este último factor, es oportuno señalar que aunque existen instrucciones especiales que establecen el error permisible para cada escala en fotogeología, será suficiente que el mismo no exceda de forma general los 2 mm en la escala del mapa.

El mapa fotogeológico

El resultado final del trabajo de fotointerpretación geológica se expresa gráficamente en forma de esquemas y mapas, constituyendo el mapa fotogeológico el documento más importante de todo el proceso.

La confección del mapa fotogeológico comprende una serie de pasos que son descritos a continuación:

Primer paso. Interpretación geológica de las imágenes.

En este paso se efectúa la fotoidentificación de todos aquellos objetos que sean de interés geológico. Para esto se toman los estereogramas del sector o de la región en estudio y son revisados minuciosamente por el interpretador. Posteriormente se realiza la fotointerpretación geológica en base

a los índices de fotointerpretación antes descritos y se procede a levantar en las fotos con la ayuda de lápices especiales de manera gráfica, los límites geológicos, los elementos de yacencia y de la tectónica, los rasgos estructurales, etc., y, con una simbología previamente concebida, se señalan las edades de las diferentes formaciones geológicas.

Segundo paso. Traslado de la información interpretada en las imágenes a los fotoplanos.

Al concluir la fotointerpretación geológica se procede al traslado de la información a los fotoplanos, pudiendo realizarse de forma visual instrumental. Durante este proceso se tendrá el cuidado de no omitir ningún detalle de la información señalada en la foto, tratando de trasladar el ciento por ciento de la misma. Para ello deberán crearse las condiciones idóneas de iluminación y de ajuste si se trabaja con algún instrumento o equipo.

Cuando el mapa fotogeológico preliminar se confecciona a partir de la información neta que ofrece las fotos, y sin la ayuda de un fotoplano, se confecciona un montaje para luego realizar el traslado.

Tercer paso. Dibujo en una base transparente (papel alba o cronaflex) de la información contenida en el fotoplano.

Una vez finalizando el traslado se procede a levantar toda la información en una base transparente (ya sea alba o cronaflex) donde, con la ayuda de lápices de colores y tinta, se señalan todos aquellos aspectos que han sido detectados en el proceso de la fotointerpretación geológica.

Hay que destacar que para lograr una mejor comprensión de la información se seleccionará un color para cada elemento, por ejemplo: límites geológicos (negro), fallas y diaclasas (rojo), estructuras anulares (verde), ríos y arroyos (azul), etcétera.

Cuarto paso. Redacción del Mapa fotogeológico preliminar o esquemático.

En este paso se incorpora al mapa la simbología gráfica (en los caos que sea necesario) y se dan los colores de acuerdo a la litología y a la edad de los complejos rocosos.

Este mapa puede complementarse con información especializada: geofísica, geoquímica, de yacimientos, etcétera.

Quinto paso. Redacción del mapa fotogeológico final.

El mapa fotogeológico como tal queda concluido al realizarse las comprobaciones de campo, donde son verificados y/o rectificadas los elementos que en él se han señalado, para lo cual se han ejecutado un determinado número de recorridos de acuerdo a la escala y se han visitado aquellos puntos dudosos previamente analizados. Durante esta etapa se realiza la toma de muestras con fósiles, (esto da la posibilidad de corroborar las edades), se comprueban los elementos de yacencia, y se procede a su actualización.

Debe señalarse que muchas veces el quinto paso no llega a realizarse, ya que el mapa preliminar es tomado como documento final por los geólogos que realizan el levantamiento y, a medida que avanzan los trabajos de campo y se verifican o rectifican los elementos que aparecen en él, este va transformándose en la base del futuro Mapa geológico.

9.3.2. Reglas fundamentales de la interpretación fotogeológica -Según Felipe Guerra- (México, 1980)

1. Los objetos coloreados de la naturaleza reflejan sus propios colores con diferente intensidad lo que depende no solo de la cantidad que del propio color absorban, sino de la condición material y textura de dichos objetos; tales colores o tonos absolutos se corresponden con los diversos matices del gris, o tonos relativos, en las fotografías aéreas en blanco y negro, por lo cual pueden identificarse los colores naturales por su correspondiente tono gris en que aparecen transformados en dichas fotografías y, de ahí, deducir la verdadera identidad de los rasgos geológicos, en cuanto estos puedan serlos por su color.

2. Los rasgos de la superficie terrestre que, por su inmenso número y diminuto tamaño relativo, no pueden identificarse aisladamente en sus correspondientes imágenes fotográficas aéreas, como ocurre con las arenas en un desierto o con las hierbas en una pradera, ofrecen en su conjunto una apariencia típica en cada caso, que constituye lo que se denomina textura de la fotografía aérea, por la que pueden identificarse aquellos rasgos geológicos combinados, imposibles de individualizar, cuando tienen una textura particular y definida.
3. Las imágenes con apariencia regular que muestran las fotografías aéreas verticales, salvo pocas excepciones, corresponden a objetos que se deben a la actividad humana, mientras que las imágenes irregulares y desordenadas en apariencia pertenecen, por el contrario, a rasgos que, como los geológicos, son naturales. Por lo tanto, la forma horizontal de los objetos o rasgos, conjugada con su tamaño relativo, resolverá cualquier duda que pueda presentarse respecto a la identidad natural o artificial de los mismos.
4. El tamaño relativo de los objetos o rasgos, constituye un factor simple y seguro para su identificación, cuando se trate de entidades culturales o humanas, bien por comparación con otros de dimensiones ya conocidas, o bien aplicándoles directamente la escala de la fotografía que contiene la imagen analizada. Este factor analítico es de poca aplicación a los rasgos naturales, como los geológicos, por tener estos una infinita gradación de tamaños, que va desde lo infinitamente pequeño a lo infinitamente grande.
5. Las sombras que aparecen normalmente en las fotografías aéreas, al revelar y acentuar el relieve de la superficie terrestre que las origina, pone en evidencia, al contrastarlos, los elementos geológicos susceptibles de causarlos, por lo que constituyen una guía inmejorable en la localización de rasgos estructurales y tectónicos.
6. El tipo de modelo de configuración que adoptan los objetos y rasgos geológicos en su distribución sobre la superficie terrestre, constituye el primer factor analítico que ha de aplicarse al análisis de las imágenes fotográficas aéreas y, principalmente a las cósmicas, pues es la mejor y más directa forma de estudiar conjuntos de rasgos que integran fenómenos muy complejos, o sea que, por medio de esta guía y empleando indistintamente la identificación y la interpretación, se puede desentrañar el significado de agrupaciones de rasgos de todas clases, simplemente por la observación de los tipos de configuración que normalmente adoptan, de acuerdo a su particular naturaleza, como sucede con la mayoría de los rasgos geológicos.
7. Cuando la imagen de un rasgo geológico reproducido en una fotografía aérea o espacial carezca de caracteres distintivos que permitan su identificación precisa, deberá ser relacionada con sus rasgos asociados en el área, de forma que, por la identificación directa de estos, se consiga la identificación indirecta, o interpretación de aquel.
- 8- Rasgos de muy pequeño tamaño, por lo general, que no son de naturaleza topográfica ni atribuibles a la textura y sí a multitud de oscuras causas, generalmente naturales, como la actividad de ciertos insectos o a la acumulación de desechos contaminantes del ambiente, pueden ser detectados perfectamente en las fotografías aéreas.
9. Las formas topográficas, que cubren en su totalidad las tierras emergidas del planeta, al ser observadas en las fotografías aéreas y espaciales prueban que están de tal modo condicionadas por la estructura geológica, total o parcialmente, que el estudio detenido de tales formas llevará al conocimiento de su naturaleza geológica, de la cual son aquellas directo y natural producto, teniendo siempre en cuenta en este análisis el factor climático.
10. Muchos rasgos y objetos naturales o artificiales, cuya verdadera naturaleza resulta difícil o imposible conocer directamente, se pueden identificar con seguridad, analizando detenidamente el lugar, sitio o emplazamiento que ocupan, de forma que según sea este, así será la condición del incógnito rasgo u objeto, lo que es válido para ciertos rasgos geológicos.
11. La posición o postura de las rocas en la superficie terrestre, denota su grado de consolidación, o de cohesión de los elementos que las componen, de forma que las menos consolidadas soportarán menor gradiente y tenderán hacia la posición horizontal, mientras que las más consolida-

das o cristalizadas tendrán mayor gradiente y tenderán hacia la verticalidad, de cuya propiedad se deriva la facultad de poderlas identificar de un modo general, por la simple observación estereoscópica de su posición topográfica, fácilmente determinable en las fotografías aéreas.

12. Las discordancias topográficas, entre las que se encuentran los cambios o rupturas de pendiente, originadas por la diversa naturaleza de los elementos que constituyen la superficie terrestre, así como por los fenómenos de distinto carácter que en ella tiene lugar, originan marcados contrastes, cuyo examen estereoscópico permite descubrir en las fotografías aéreas rasgos geológicos muy importantes tanto estratigráficos como estructurales y tectónicos.
13. Los rasgos que en las fotografías aéreas y espaciales tienen una definida expresión lineal, ya sean rectilíneos o curvilíneos, aislados o agrupados en sistemas, corresponden a rasgos tectónicos, estructurales y estratigráficos del área reproducida, pudiéndose localizar y correlacionar de esta manera mucho más fácilmente y de forma más completa que en el propio terreno, en la mayoría de los casos.
14. Los agentes erosivos atacan a las rocas de un modo selectivo o diferencial, según los materiales de que están constituidas, originándose formas de erosión características de sus diversos grupos y del estado de desarrollo del ciclo de erosión correspondiente, para cada tipo de clima; este fenómeno permite la identificación de las unidades litológicas más importantes, mediante el estudio en las fotografías aéreas, del particular modo con que responden a la acción erosiva.
15. Los diversos tipos de drenaje, al revelar la pendiente del terreno y la estructura geológica que los controla, así como la tectónica con expresión superficial y la desigual resistencia de las rocas, ponen de manifiesto, al ser identificado el sistema al que pertenece el drenaje, todos los elementos geológicos y geomorfológicos mencionados.
16. Los diferentes tipos de vegetación que cubren los rasgos terrestres superficiales, por depender de las rocas subyacentes cuya composición da origen a los suelos que los soportan, permiten el registro en las fotografías aéreas, de los contactos que delimitan tales rocas, así como la localización de la mayoría de los rasgos estructurales y tectónicos reflejados en dicha superficie, por el análisis de sus grupos y rasgos vegetales respectivos, gracias a la correlación vegetación - suelo - rocas, modificada por los factores climáticos y topográficos correspondientes, todo lo cual es de utilidad suma en la exploración minera, dada la existencia de "plantas indicadoras" de la mineralización.

9.3.3. Caracterización fotogeológica de las rocas sedimentarias, ígneas y metamórficas

Fotogeología: es la rama de la Geología que permite obtener información geológica mediante el estudio, análisis e interpretación de las fotos aéreas, apoyándose en los conocimientos geológico-estructurales, geomorfológicos y de otras ramas afines.

Fotointerpretación geológica: es la detección y reconocimiento en las imágenes de aquellos rasgos naturales asociados a determinados fenómenos o eventos de interés geológico.

Ejemplo: una falla, un contacto litológico, un pliegue o determinadas estructuras, etcétera.

Los mismos métodos y experiencias se pueden aplicar por extensión a otros tipos de imágenes de teledetección, teniendo en cuenta las limitaciones que imponen la escala de las mismas y la imposibilidad de obtener el efecto estereoscópico:

- En las áreas donde las estructuras geológicas tienen buena representación en el relieve cualquier geólogo, utilizando los mismos criterios de campo puede detectar elementos tales como: contactos litológicos, el escarpe de una falla, la dirección y el buzamiento de los estratos, aún en caso de que la vegetación sea densa podrá obtenerse buena información y efectuar el mapeo de la región sin mayores complicaciones; obteniendo generalmente mayor información estructural que litológica. (Siempre habrá mayor posibilidad de error en el pronóstico litológico que en el estructural, aunque ambos deben ser siempre comprobados en el campo).

- En las áreas mal expuestas, de bajo relieve y densamente cubiertas, la superficie reflejada en la imagen puede tener poca relación directa con la Geología. En tales casos, la interpretación requerirá de un análisis cuidadoso de la morfología y la fisiografía.

De cualquier manera el objeto de análisis serán los afloramientos, el paisaje, el drenaje, la vegetación y cultivos, que en la imagen estarán expresados en términos de tono, textura, patrones, pendientes y formas.

Tono: son todas las variedades de grises que uno sea capaz de distinguir entre el negro y el blanco. Se definen como gris oscuro, claro, medio, etcétera.

Textura: es la apariencia compuesta presentada por un agregado de rasgos unitarios, demasiado pequeños para ser caracterizados individualmente. Es el producto de su tono, dimensión, espaciamiento, alineación y efecto de sombras. Varía con la escala de la foto y puede ser definida por los términos: grosera, suave, rugosa, moteada, lisa, granular, lanar, etcétera.

Patrones: se refiere a la formación espacial, más o menos ordenada, de los elementos particulares mostrados en la imagen e implica la repetición característica de ciertas formas o relaciones de estas. Se aplica a la disposición de rasgos tales como arroyos, campos, caminos, afloramientos de rocas, etc. Se describen con términos como: radial, concéntrico, rectangular, dendrítico, anostomosado, en echelón, etcétera.

La pendiente y los cambios de pendiente: son el elemento al cual todos los paisajes pueden ser reducidos. Se definen como: suave, muy suave, media, abrupta, muy abrupta.

Forma: es un atributo individual de cada objeto y tan variable como objetos pueda haber. Se define con los más variados calificativos.

Tabla 9.1. Índices generales de interpretación de las rocas sedimentarias

Rocas	Resistencia a la erosión	Tono	Textura	Drenaje
Conglomerados	más resistentes	oscuro - moteado	moteada - grosera	dendrítico - redond.
Areniscas	más resistentes	oscuro - granular	granular	dendrítico - rectang.
Calizas	más resistentes	claro ± homog.	lisa a ondulada	ausente - espaciado
Margas	media	claro	irregular - bandeada	dendrítico
Pizarras	media	bandeado	bandeada - irregular	subparalelo
Arcillas	poco resistentes	oscuro	ondulada a lisa	dendrítico
Arenas	poco resistentes	claro	ondulada - granular	ausente
Evaporitas	poco resistentes	claro	irregular	ausente (carso)

Tabla 9.2. Índices generales de reconocimiento de las rocas ígneas intrusivas

Roca	Resistencia a la erosión	Tono	Textura	Patrón de drenaje	Densidad de drenaje
Granitos	alta	claro	irregular	dendrítico	denso
Serpentinitas	alta	medio - moteado	lisa a ondulada	irregular	espaciado
Gabros	alta	claro	grosera-rugosa	dendrítico	denso

9.3.4. Determinación en las imágenes aéreas de los diferentes tipos de estratos

Estratos de yacencia horizontal

Debido a que los estratos de yacencia horizontal o subhorizontal ($1 - 3^\circ$) no tienen dirección determinada y el ángulo de inclinación o buzamiento tiende a 0° , los mismos no podrán ser observados en zonas de relieve llano, excepto en aquellas donde el drenaje superficial haya trabajado lo suficiente para poner al descubierto las líneas de contacto o los planos de estratificación de las diferentes capas.

En las zonas de relieve pronunciado dichas líneas aflorarán en forma paralela a las curvas de nivel, repitiendo sus formas.

En los escarpes o laderas, los estratos horizontales compuestos por rocas de diferente grado de resistencia formarán "escalones", los cuales se diferenciarán fácilmente por los cambios de pendientes, correspondiendo las más suaves a los estratos blandos y las más abruptas a los estratos más resistentes. Este fenómeno podrá observarse, incluso, en aquellas áreas cubiertas por una vegetación exuberante.

La forma de drenaje más común para este tipo de estratificación es la dendrítica, debido a la homogeneidad en la resistencia de las rocas de un mismo estrato, aunque pueden variar de un estrato a otro o estar complicadas por fenómenos relacionados con el agrietamiento.

Estratos de yacencia vertical o subvertical

El caso más simple de determinación de la posición y los elementos de yacencia de los estratos se presenta cuando los planos de estratificación buzan verticalmente o con un ángulo cercano a los 90° . En tales casos los contactos o límites entre los diferentes estratos conforman en la superficie alineaciones paralelas rectas o casi rectas, que mantienen su rumbo independientemente del tipo de relieve (llano o montañoso).

Cuando los estratos alternantes tienen tonos o colores contrastantes o muestran desarrollo de vegetación selectiva, pueden observarse claramente un sistema de bandas paralelas, en las diferentes imágenes. Si las rocas que conforman dichos estratos presentan diferencias acentuadas de resistencia, el fenómeno se hace más evidente al manifestarse en el relieve en forma de "callejones" o "canales" que alternan con formas positivas de paredes verticales, que son fácilmente identificables mediante la observación estereoscópica.

En las zonas de amplio desarrollo de este tipo de estratificación, el drenaje característico suele ser enrejado.

Debe tenerse en cuenta que, en este caso, el espesor real de los estratos coincide con el observado en las imágenes (considerando, claro está, la escala de estas).

Estratos de yacencia inclinada

La determinación de la posición de los estratos de yacencia inclinada, en las diferentes imágenes aéreas o espaciales, resulta mucho más compleja que en los casos anteriores. Esto es debido a que la forma de los afloramientos de los mismos está en dependencia tanto del relieve como del ángulo de inclinación o buzamiento de los planos de estratificación y, además, suele estar distorsionada por los efectos de la proyección cónica de las tomas fotográficas y el fenómeno de la exageración vertical del relieve, en el caso de la observación estereoscópica. No obstante, la experiencia acumulada durante muchos años de trabajo ha permitido a los geólogos estudiosos del método detectar toda una serie de regularidades que permiten establecer la disposición real de los estratos con mayor o menor exactitud, mediante el estudio de la configuración de los mismos en las imágenes aéreas o espaciales.

En las zonas de relieve llano (fases finales del proceso erosivo), el afloramiento de los estratos de cualquier ángulo de inclinación se reflejará en las imágenes mediante líneas y bandas paralelas, rectas

o casi rectas, cuya dirección coincide con el rumbo de los mismos y solo cambiarán de dirección cuando los estratos sean cortados por fallas.

En tales condiciones, la configuración de este tipo de estratificación en las imágenes será semejante a la que adoptan los estratos de yacencia vertical y podrá diferenciarse únicamente observando con mucha atención el comportamiento de las líneas de contacto entre las diferentes capas en los lugares donde el relieve se manifieste, aunque sea de forma insignificante, ya que donde esto ocurra las líneas de afloramiento de los estratos inclinados sufrirán alteración en su dirección, mientras que las de los estratos verticales siempre permanecerán rectas. La determinación de la dirección del buzamiento en estos casos se hace posible solo en el caso que se conozca la edad relativa de las capas, ya que, de no estar invertida tectónicamente la secuencia, el acimut estará dirigido hacia el lado de los estratos más jóvenes. Sin embargo, ni el ángulo de buzamiento ni el espesor real de los estratos podrán ser determinados en las fotografías.

Cuando el relieve es pronunciado, los planos de estratificación y, por ende, las líneas correspondientes al piso o al techo de los diferentes estratos inclinados al aflorar conformarán, en su intersección con la superficie, una línea curva cuya parte cóncava estará orientada en el sentido del buzamiento. La curvatura será más o menos pronunciada en relación inversamente proporcional al ángulo de buzamiento, es decir, mientras mayor sea el ángulo de buzamiento, menor será la curvatura de su línea de afloramiento y viceversa.

En consecuencia, en las zonas de relieve desmembrado el afloramiento de las capas inclinadas en la superficie, al igual que su imagen en los materiales aeroespaciales, tendrán una configuración zigzagueante y solo mediante el estudio estereoscópico de la interrelación de las líneas de afloramiento con el relieve se podrá determinar la dirección del buzamiento, teniendo en cuenta las reglas siguientes:

1. Cuando el plano de estratificación buza en la misma dirección de la pendiente, pero con un ángulo mayor que el de esta, las líneas de afloramiento estarán curvadas con la parte cóncava en sentido contrario a la pendiente. O sea, cuando un estrato de estas características es cruzado perpendicularmente por un río, las líneas de afloramiento formarán en el valle un ángulo cuyo vértice apuntará aguas abajo, mientras que en los parteaguas la parte cóncava de la curvatura apuntará pendiente arriba.
2. Si el acimut de buzamiento es contrario a la dirección de la pendiente, la línea de afloramiento de los planos de estratificación se observará en los parteaguas como una curva con la parte cóncava vuelta hacia abajo con respecto a la pendiente, mientras que en el valle formará un ángulo con el vértice apuntando corriente arriba.
3. Cuando el acimut de buzamiento y la inclinación de la pendiente tienen igual dirección pero el ángulo de buzamiento del plano de estratificación es menor que el de la pendiente, el cuadro será semejante al del caso anterior, con la única diferencia de que la curva que forma la línea de afloramiento en el parteaguas es mucho más cerrada y el ángulo que se forma en el valle es mucho más agudo.
4. En caso de que el ángulo de buzamiento del plano de estratificación coincida con el de la pendiente, se formarán escarpes alisados superpuestos a manera de "cobija" y los ríos se caracterizarán por la asimetría de sus valles.

9.3.5. Determinación estereoscópica de los elementos de yacencia de los diferentes tipos de estratos reflejados en las fotografías aéreas

Durante la interpretación preliminar de fotografías aéreas para trabajos geológicos que no requieran de una gran exactitud, es posible determinar los elementos de yacencia de los diferentes estratos de rocas sedimentarias presentes en las áreas de trabajo, mediante la observación estereoscópica de forma aproximada y sin el empleo de medios especiales fotogramétricos de medición. Algunos de los procedimientos más utilizados se describen brevemente a continuación.

Determinación de la dirección o rumbo de los estratos

El caso más sencillo de determinación de la dirección de los estratos corresponde a los de yacencia vertical, o de yacencia inclinada (cuando afloran en zonas aplanadas por la erosión). En ambos casos la dirección de los estratos coincidirá con la de las líneas o bandas que conforman sus afloramientos en la superficie y, a la vez, en las imágenes aéreas. De tal manera, podrán ser medidas directamente en las fotos, una vez orientadas estas correctamente.

En los demás casos la dirección de los estratos podrá determinarse mediante el trazado de una recta que une dos puntos de igual valor hipsométrico, situados en un mismo plano de estratificación, ya sea en el piso o el techo de un estrato aflorado.

Los puntos podrán ser ubicados fácilmente con ayuda del estereoscopio, tratando siempre de que los mismos estén situados preferiblemente a ambos lados de un parteagua, o en los escarpes del valle a ambos lados de un río, o en su defecto, en los escarpes de los valles de dos ríos paralelos.

Determinación de la dirección o acimut de buzamiento de un estrato

Una vez determinado el rumbo de un estrato se procederá a establecer el acimut de buzamiento del mismo, para lo cual se trazará una perpendicular a la línea del rumbo, de manera que quede orientada hacia el lado buzante de la capa. Para calcular el valor del acimut de buzamiento se medirá qué grados - a favor de las manecillas del reloj - tiene el ángulo formado entre la línea N - S que pasa por el punto de intersección de la línea de dirección con la del acimut y esta última.

Determinación del ángulo de buzamiento de un estrato

La determinación visual del ángulo de buzamiento o inclinación de un estrato mediante la observación estereoscópica de las fotos aéreas es una tarea compleja que depende, en gran medida, de la experiencia del interpretador y que requiere una gran concentración a fin de que el cálculo sea lo más preciso posible. Para ello se deberá tener presente, ante todo, el efecto de la exageración vertical del relieve del modelo estereoscópico observado.

Además, debe tenerse en cuenta la influencia de la proyección cónica de las fotografías ya que, en dependencia del ángulo real de buzamiento y de la posición que ocupe en la fotografía (más o menos alejado del punto central), el estrato seleccionado para efectuar la medición, el ángulo observado puede variar de diversas formas.

Teniendo en cuenta los factores expuestos, se recomienda que los estratos aflorados que se medirán se seleccionen en áreas cercanas al centro de la fotografía (zonas de menor deformación).

Una vez tomadas estas precauciones se procederá a realizar el cálculo visual del ángulo de buzamiento aparente (en este caso fotointerpretado), tratando de ser lo más exactos posible en su apreciación y, posteriormente, con ayuda del coeficiente de exageración vertical antes calculado, se podrá determinar el ángulo de buzamiento en el "nomograma de Miller".

Determinación del espesor real de los estratos de las fotografías aéreas

El único caso en que es posible determinar el espesor real (aproximado) de los estratos es, como se señalara anteriormente, cuando los estratos inclinados afloran en zonas llanas. En los demás casos se podrá determinar como se explica a continuación:

- El espesor de los estratos de yacencia vertical se podrá medir directamente en la foto teniendo en cuenta la escala de la misma, ya que el espesor observado coincide con el real.
- El espesor de los estratos horizontales y los inclinados que afloran en zonas de relieve irregular, se podrá determinar mediante los métodos tradicionales, una vez conocida la magnitud del espesor observado y el ángulo de buzamiento de los mismos.

9.3.6. Detección en las imágenes aeroespaciales de las estructuras plegadas

En forma general, las estructuras plegadas pueden ser observadas total o parcialmente en las diferentes imágenes espaciales o aéreas. Ello depende de diversos factores, como son: las dimensiones de las estructuras, la escala de las imágenes, el relieve, el grado de aflorabilidad, etcétera.

Siempre que se presentan estas estructuras, resulta conveniente utilizar imágenes que permitan obtener la visión simultánea de extensas áreas, es decir, imágenes espaciales, mosaicos fotográficos o fotografías aéreas de altura, debido a que en las fotografías aéreas a escalas grandes estos fenómenos suelen observarse solo parcialmente, incluso los pliegues aparentemente pequeños reflejados en ellas pueden formar parte de sistemas mayores.

Los índices más frecuentes que revelan la presencia de los pliegues, en condiciones de buena aflorabilidad, son la repetición de estratos con ángulos de buzamiento opuestos y la convergencia hacia un punto determinado del rumbo de los mismos; un índice inequívoco resulta también el punto de convergencia en sí, o sea, la llamada nariz del pliegue, que podrá tener forma de V o de U en dependencia de diversos factores, entre los cuales se puede citar la plasticidad de las rocas, la magnitud de las tensiones que originaron las deformaciones, etcétera.

En las zonas mal afloradas o enmascaradas por una vegetación exuberante o por gruesas capas de suelo, la expresión del drenaje superficial suele ser el principal índice revelador de este tipo de estructuras. En este caso la configuración de las redes de pequeños afluentes, permanentes o no, pondrá de manifiesto las diferencias existentes entre las propiedades de las rocas donde se desarrollan y, por ende, los cambios en el diseño de dichas redes indicarán los límites entre los estratos de diferente composición. También la forma y la dirección de los ríos principales pueden constituir indicadores, ya que es conocida la tendencia de estos a seguir la dirección de los estratos aprovechando las diferencias de resistencia presentes en los contactos entre ellos, llegando, incluso, a repetir con la curvatura de sus cauces las formas de la nariz de los pliegues. Un ejemplo conocido es el de las estructuras de domo, donde las formas de drenaje (radial o anular), que les son características, pueden constituir un elemento bastante seguro para su detección.

Durante el análisis de las estructuras plegadas resultan de gran ayuda las alternancias de estratos compuestos por rocas con diferentes propiedades físico-mecánica, siempre que estas se traduzcan en índices fotográficos, es decir, que se manifiesten en las imágenes a través del contraste de los tonos, la coloración, la vegetación selectiva, el relieve, etc., ya que, de esta forma, algunos estratos se convierten en "horizontes guía" que permiten seguir las estructuras en toda su extensión.

Una vez detectadas las estructuras y sus características más generales en las imágenes a escalas pequeñas, se podrá profundizar en el estudio de las mismas mediante el análisis cuidadoso de la interrelación estructura-relieve, el cual podrá efectuarse eficazmente con ayuda de la observación estereoscópica de las imágenes. Con esto podrán establecerse la posición de los ejes, los planos de buzamiento de los diferentes estratos que conforman sus flancos y otros datos que permitirán determinar el carácter de los pliegues (sinclinal o anticlinal), etcétera.

Es necesario señalar que las estructuras plegadas frecuentemente aparecen complicadas por fallas y otros fenómenos tectónicos disyuntivos característicos de las etapas finales de máxima tensión (*stress*) de las fuerzas que le dieron origen.

9.3.7. Caracterización fotogeológica de elementos estructurales disyuntivos

Las imágenes aeroespaciales constituyen un instrumento muy útil para el estudio tectónico de un territorio, una zona o un sector determinado de la superficie terrestre, en dependencia de la escala de los materiales y de los objetos que se pretende estudiar.

Sin embargo, resulta necesario aclarar que la información que se obtenga por medio de la fotointerpretación será preliminar mientras no se realice la comprobación sobre el terreno para verificar cada elemento determinado o, por lo menos los más importantes. De todos modos, siempre debe tenerse en cuenta que: a) hay fracturas (fallas, grietas, diaclasas) que son visibles en las fotos y el terreno; b) otros pueden verse (o deducirse) claramente en el campo pero no en las fotos y c) otros son claramente visibles en las fotografías, pero no se ven en el campo.

El índice fundamental para identificar los diferentes tipos de fracturas en las fotos aéreas es su linealidad, la cual es subrayada por el fototono, el microrelieve, la red fluvial, el desarrollo anómalo de la vegetación hidrófila, etcétera.

Las fracturas frecuentemente forman sistemas (grupos de fracturas) que tienen igual orientación, lo que ayuda a su identificación en las fotos.

Las fracturación (agrietamiento) se aprecia mejor en las rocas sedimentarias masivas y duras como las areniscas y calizas y en las rocas ígneas. En las regiones descubiertas, bien afloradas, se aprecian mejor las fracturas verticales y de inclinación abrupta (con ángulos mayores de 45°), mientras que las horizontales y de inclinación suave (ángulos menores de 45°) se ven mal o no se ven.

Las fallas, especialmente las de ángulo elevado -que suelen ser fallas normales - aparecen en las imágenes como líneas rectas o curvas. Esas alineaciones, que a menudo escapan al observador en el terreno, se destacan gracias al efecto generalizador de las imágenes que provocan la integración de los elementos del paisaje en una vista general.

Aunque por lo general es posible evitar las confusiones con los rasgos lineales que resultan de las actividades humanas, hay ocasiones en que solo la comprobación de campo permite decir la última palabra.

En los casos en que resulta posible definir el rechazo de una falla en las fotos por la ausencia de horizontes guías es muy difícil saber, sin comprobación de campo, si la alineación detectada es causada por fallas o si es el resultado de diaclasas o de la presencia de diques.

Los rasgos lineales que indican o sugieren fallamiento pueden ser provocados por alineaciones en la morfología, el drenaje, la vegetación y por cambios tonales en las fotografías. En unos casos las fallas se definen por un solo tipo de alineación, pero, a menudo, el trazo de estas se obtiene por el reflejo de fenómenos de diferentes naturalezas. Por ejemplo, mientras en algunos aparecen escarpes de falla, en otras se localizan tramos rectilíneos de ríos o alineaciones tonales o de la vegetación.

Las fallas pueden estudiarse mejor cuando provocan efectos morfológicos bien marcados como los desplazamientos de capas resistentes, la terminación brusca de estratos, los cambios súbitos en el rumbo y buzamiento, la formación de escapes de falla o de depresiones rectilíneas (por lo general combinadas con alineaciones de elevaciones), etc. Esto resulta más evidente en condiciones de clima árido y semiárido, resultando más difícil en las regiones húmedas con amplio desarrollo de la capa vegetal y la vegetación.

Una falla o fractura es un plano de debilidad dentro de las rocas que, al ser atacado por la erosión, da lugar a la formación de valles o zanjas. Por eso un drenaje dominado por fallas o fracturas tendrá formas rectas y paralelas, o cuando prevalecen dos direcciones formas angulares. Las rocas brechosas de las zonas de fallas retienen, por lo general, más agua que las formaciones circundantes, por lo que las fotos estas se destacan por líneas oscuras, provocadas por el contenido más alto de humedad en el suelo y por la presencia de una vegetación más densa.

Las zonas de falla con baja permeabilidad pueden influir en el escurrimiento de las aguas subterráneas y causar variaciones en la vegetación y cambios tonales en las fotos.

Las fallas de bajo ángulo (fallas inversas y sobrecorrimientos) son difíciles de interpretar en las fotos aéreas, aún en áreas bien afloradas, aunque en los casos en que las rocas más antiguas sobreyacen a las más jóvenes puede apreciarse variaciones en los contrastes de las características fotográficas, a ambos lados del plano de falla.

Las grandes fallas, como regla, se ven bien en las imágenes aeroespaciales, aunque, mientras mayores sean sus dimensiones, menor deberá ser la escala de las fotos para poder abarcarlas totalmente. Para esto se emplean fotos aéreas a pequeña escala, fotoesquemas y fotoplanos e imágenes espaciales a todas las escalas posibles.

La identificación de las dislocaciones disyuntivas en los materiales aéreos se obtiene a partir de criterios muy bien establecidos.

Para el reconocimiento de fracturas en general:

1. Alineación de varios arroyos.
2. Tramos de ríos o arroyos que corren en línea recta durante cierto trecho.
3. Angularidad de la red fluvia.
4. Alineación de la vegetación.
5. Alineación de formas de disolución.
6. Franja estrecha y alargada, con una humedad superior al terreno circundante se caracteriza por su tono más oscuro.
7. Línea recta, generalmente de tono más oscuro atraviesa la roca.

Para el reconocimiento de fallas:

1. Discontinuidad de estructuras.
2. Discontinuidad en la alineación de colinas, etcétera.
3. Desplazamiento de los estratos a ambos lados de una fractura.
4. Desplazamiento de diques a ambos lados de una fractura.
5. Desplazamiento de fracturas a ambos lados de otra.
6. Cambio acusado de buzamiento, marcado por una línea.
7. Escarpe de falla o de líneas de falla.
8. Contacto brusco lineal y anormal entre dos materiales distintos.
9. Alineación anormal de una costa.
10. Contacto entre un macizo antiguo y su borde sedimentario.
11. Repetición u omisión de tramos de las series estratigráficas sedimentarias.
12. Alineación de manantiales.

Durante el proceso de identificación de las fallas se determinan sus dimensiones, direcciones preferenciales y amplitud de los desplazamientos horizontales (y, donde sea posible, verticales) para definir la morfología, génesis y edad relativa de los mismos.

Al determinar la edad de las fallas, es necesario tener en cuenta la interrelación que existe entre una y otras y, sobre todo la posibilidad de rejuvenecimiento de las más antiguas bajo la acción de las más jóvenes. Las fallas recientes o rejuvenecidas, por lo general, se expresan bien en el relieve en forma de escalones tectónicos, valles alineados, etc. Índices de movimientos recientes por una falla son los desplazamientos en la red fluvial, en los sedimentos cuaternarios y neogénicos o en las superficies de planación; la aparición de un límite brusco y lineal entre dos sectores con diferente relieve, la existencia de cadenas de manantiales de aguas termales, lagos, etcétera.

En el proceso de identificación, en las imágenes se realizan mediciones para definir las principales direcciones de las fracturas, su extensión y densidad por unidad de superficie, a partir de las cuales

se confeccionan diagramas de rosas de agrietamientos y, en base al cálculo de la densidad (tanto empleando la suma de longitudes, la cantidad de fracturas, como la cantidad de intersecciones por unidad de superficie) se confeccionan esquemas de densidad de agrietamiento, que dan la posibilidad de detectar las zonas de elevada fracturación que están asociadas a fallas regionales, procesos intrusivos o de mineralización, etcétera.

Las diaclasas resultan más visibles en las rocas competentes (tanto sedimentarias como ígneas y metamórficas), y como las conforman patrones típicos, pueden constituir un criterio importante para el reconocimiento de ciertas unidades rocosas.

Sus características fotográficas son, en muchos aspectos, similares a los rasgos lineales que reflejan comúnmente a las fallas, es decir: drenaje lineal, cárcavas de erosión y diferencias lineales en la vegetación y en el tono. Las alineaciones de fallas y diaclasas pueden persistir a través de mantos de sobrecorrimiento de considerable espesor y pueden reflejarse bien en las imágenes.

En las rocas sedimentarias, las diaclasas pueden ocupar áreas extensas, desarrollando ciertas direcciones constantes que conforman sistemas simples o compuestos. En estratos poco alterados tienen tendencia a presentarse con ángulos abruptos y espaciados uniformemente. Cuando alternan estratos competentes e incompetentes, las diaclasas se destacan bien en los más resistentes, pero casi no se ven en los menos resistentes. En las rocas clásticas de grano fino las diaclasas, en general, están más densamente distribuidas que en las de grano grueso, y en areniscas muy finas las diaclasas, por lo general, faltan o se distinguen con dificultad. En los estratos más resistentes, las diaclasas tienden a ser ensanchadas por la erosión del material triturado a lo largo de sus planos y como resultado aparecerán sistemas paralelos o interceptados, de zanjonos. Muchas de ellas aparecerán como alineaciones oscuras debido a la concentración de humedad, frecuentemente combinada con un mayor desarrollo de la vegetación.

En las rocas intrusivas y gneises son comunes los sistemas de diaclasas menos regulares, orientados frecuentemente en varias direcciones. La inclinación de los planos de diaclasas es, a menudo, muy variable y los diseños que resultan de ellos pueden ser muy irregulares. Los sistemas de diaclasas en las rocas metamórficas derivadas de materiales clásticos de grano fino, o muy fino, pueden estar menos desarrolladas.

9.3.8. Identificación de las fallas

En el proceso de identificación, en las imágenes se realizan mediciones para definir las principales direcciones de las fracturas, su extensión y densidad por unidad de superficie a partir de las cuales se confeccionan diagramas de rosas de agrietamientos y, en base al cálculo de la densidad (tanto empleando la suma de longitudes, la cantidad de fracturas, como la cantidad de intersecciones por unidad de superficie) se confeccionan esquemas de densidad de agrietamiento, que dan la posibilidad de detectar las zonas de elevada fracturación que están asociadas a fallas regionales, procesos intrusivos o de mineralización, etcétera.

La fracturación (agrietamiento) se aprecia mejor en las rocas sedimentarias masivas y duras como las areniscas y calizas y en las rocas ígneas. En las regiones descubiertas, bien afloradas, se aprecian mejor las fracturas verticales y de inclinación abrupta (con ángulos mayores de 45°) mientras que las horizontales y de inclinación suave (ángulo menores de 45°) se ven mal o no se ven.

Las fallas, especialmente las de ángulo elevado - que suelen ser fallas normales-, aparecen en las imágenes como líneas rectas o curvas. Esas alineaciones, que a menudo escapan al observador en el terreno, se destacan gracias al efecto generalizador de las imágenes que provocan la integración de los elementos del paisaje en una vista general.

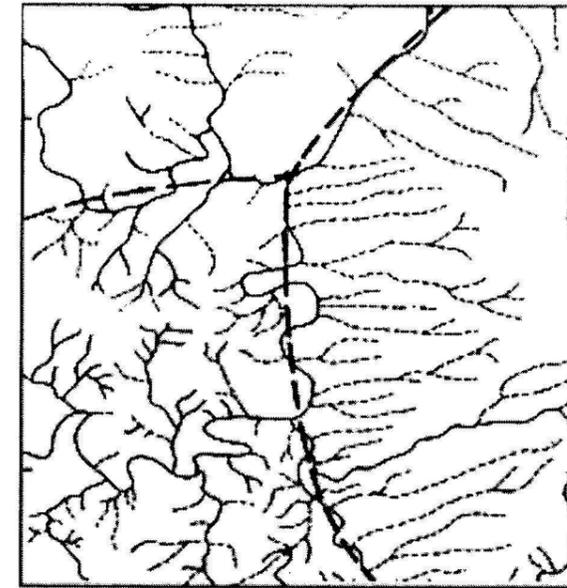


Fig. 9.1. Mapa de red de drenaje de un sector del río Moa, Holguín, Cuba.

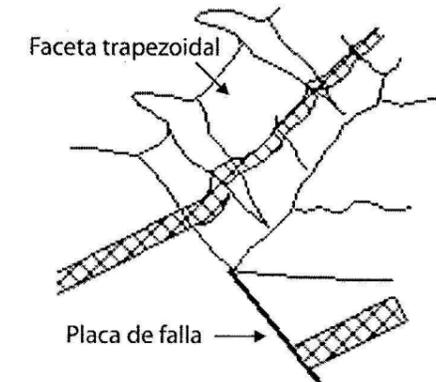


Fig. 9.2. Escarpe de falla con formación de facetas trapezoidales.

9.4. Sistema de Información Geográfica (SIG)

El sistema de Información Geográfica (SIG) es un sistema de *hardware*, *software* y procedimientos, elaborados para facilitar la obtención, gestión, manipulación, análisis, modelado, representación y salida de datos especialmente referenciados, para resolver problemas complejos de planificación y gestión (según el National Center for Geographic Information and Analysis, U.S.A., 1990). Los SIG operan con información espacial georeferenciada.

Además, los SIG tienen la capacidad de relacionar capas de datos para un mismo punto del espacio, combinando, analizando y finalmente cartografiando los resultados. Esta información espacial necesita ser localizada dentro de un determinado sistema de coordenadas base, siendo la más común forma de localización, aquella en que la información sobre el mapa se ubica en función de su latitud y longitud geográfica, o empleando una rejilla de referencia local, como puede ser la Red Nacional Cartográfica.

Se puede decir también que el Sistema de Información Geográfica es un conjunto de herramientas informáticas que captura, almacena, transforma, analiza, y edita datos geográficos (referenciados

especialmente a la superficie de la Tierra) con el fin de obtener información territorial para resolver problemas complejos de planificación, gestión y toma de decisiones apoyándose en la cartografía. Un SIG es un sistema geográfico porque permite la creación de mapas y el análisis espacial, es decir, la modelización espacial; es un sistema de información porque orienta en la gestión, procesa datos almacenados previamente y permite eficaces consultas espaciales repetitivas y estandarizadas que permiten añadir valor a la información gestionada; y es un sistema informático con *hardware* y *software* especializados que tratan los datos obtenidos (bases de datos espaciales) y son manejados por personas expertas.

Los datos geográficos georeferenciados aparecen almacenados de diversas formas: como puntos, líneas, polígonos, redes (combinación de puntos y líneas) o superficies (combinación de redes y altitud). La referenciación espacial o georeferenciación es el medio por el cual los datos geográficos se relacionan con una localización, con el lugar en el que están.

Muchas bases de datos de los SIG consisten en conjuntos de datos que se agrupan en capas. Cada capa representa un determinado tipo de información geográfica. Por ejemplo, una capa puede incluir información sobre las calles de un espacio urbano, otra sobre los suelos de esa área, mientras que una tercera puede contener los datos sobre la altitud del terreno. Los SIG pueden combinar esas capas en una sola imagen, mostrando cómo las calles, los suelos y la altitud están relacionados entre sí; de este modo, los ingenieros pueden, por ejemplo, a partir de esa imagen, determinar si una parte concreta de una calle podría llegar a derrumbarse. Una base de datos de un SIG (la mayor parte son relacionales y en la actualidad se están incorporando las orientadas a objetos) puede incluir un gran número de capas. Además, se pueden generar imágenes de un área en dos o tres dimensiones, representando elementos naturales como colinas o ríos, junto a elementos artificiales como carreteras, tendidos eléctricos, núcleos urbanos o estaciones de metro.

Un SIG está diseñado para aceptar datos de una gran variedad de fuentes, ya sean mapas, fotografías aéreas, imágenes de satélite, datos GPS o estadísticas. Así, algunos de los programas SIG permiten escanear los datos externos: la persona que trabaja con el ordenador coloca una fotografía en el escáner; el ordenador lee la información que contiene; el SIG convierte todos los datos geográficos en un código digital que se halla dispuesto en su base de datos, y es programado para que procese la información y obtener así las imágenes o la información que se necesita.

9.4.1. Modelos de SIG

Modelo Vectorial: representa los objetos geométricos del mundo real como un mosaico de puntos y líneas interconectadas que representan la localización y los límites de las entidades geográficas.

Modelo Raster: representa imágenes compuestas por redes de celdas, conocidas como píxeles. Este modelo proviene de la tecnología de las imágenes aéreas y satelitales, las cuales representan los objetos geográficos a partir de estos píxeles.

El **modelo Raster** utiliza una matriz raster (una rejilla de celdas de la imagen), para representar la información. La resolución o definición visual de un raster depende del tamaño de sus píxeles. En otras palabras, la resolución del píxel representa el tamaño del área en el terreno cubierta por cada píxel en la imagen. Mientras menor sea el tamaño de la celda, mayor será la resolución (ver fig. 9.3).

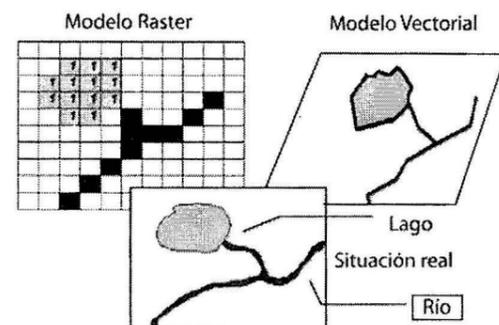


Fig. 9.3. Modelos de SIG.

Trazado de isolíneas topográficas a partir de los valores X, Y, Z en punto de medición. Se empleó como método de interpolación el Kriging lineal sin deriva.

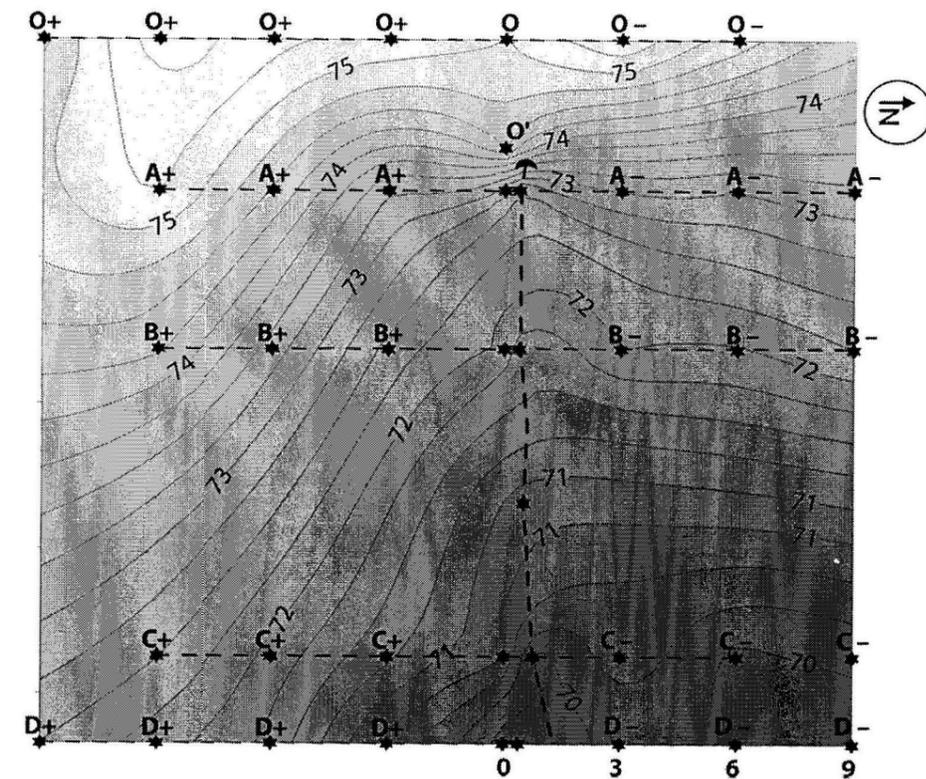


Fig. 9.4. Trazado de isolíneas.

Los buffers alrededor del epicentro de un terremoto aparecen como zonas concéntricas que muestran los daños causados. Son utilizados cuando la distancia desde un punto o una línea es importante para la investigación.

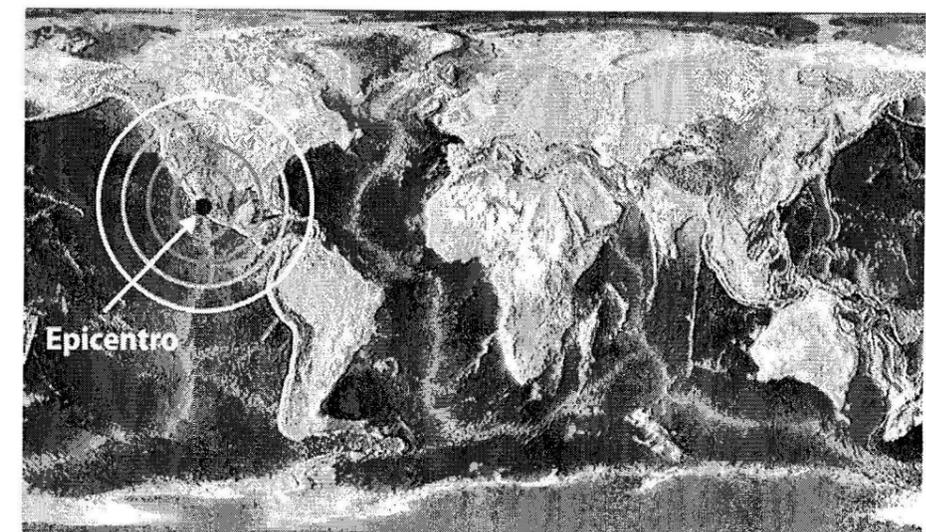


Fig. 9.5. Representación de los daños producido por un terremoto.

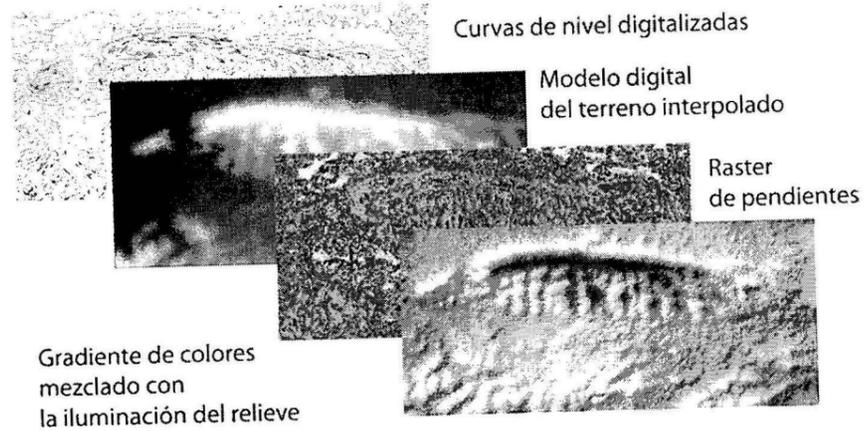


Fig. 9.6. Análisis digital del terreno (cortesía del Dr. Willy Rodríguez Miranda).

Localización Informativa: permite obtener información sobre una localidad.

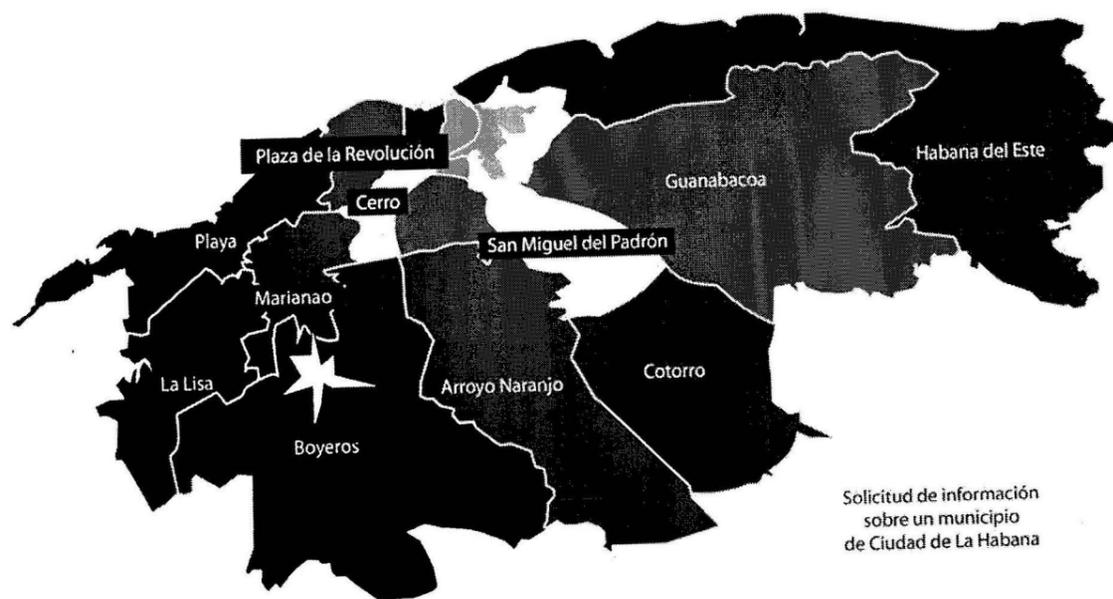


Fig. 9.7. Localización de la información de un municipio de Ciudad de La Habana terreno (cortesía del Dr. Willy Rodríguez Miranda).

Modelación: conformación y localización.

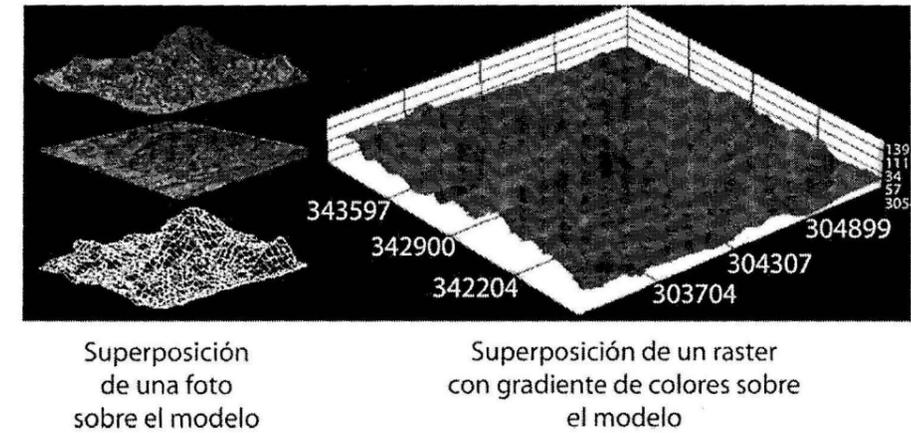


Fig. 9.8. Modelación de un terreno.

Simulación: conformación y localización.

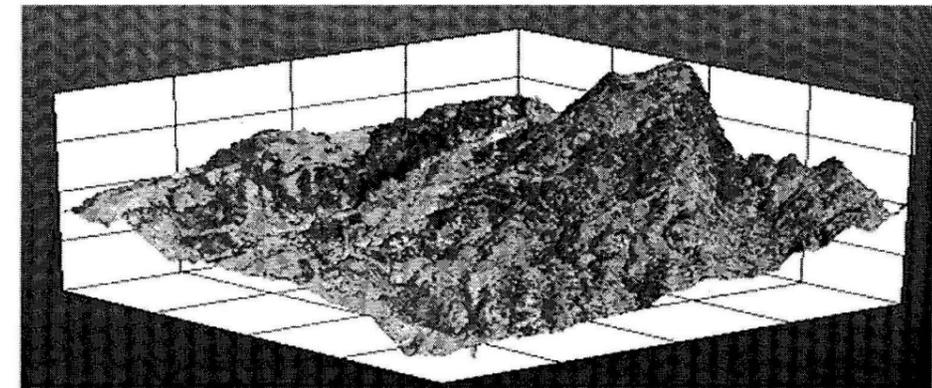


Fig. 9.9. Visión 3D desde el SW de la región de Toluca, México (Geocuba).

9.4.2. El Sistema de Posicionamiento Global y los SIG

El Sistema de Posicionamiento Global (GPS), es un sistema de satélites que orbitan la Tierra, cada uno de los cuales proporciona información precisa en posición y tiempo. El GPS posee instrumentos de recepción para calcular posiciones sobre la Tierra. Las señales deben ser recibidas desde al menos tres satélites, para poder establecer la posición del receptor en latitud y longitud, o un sistema de coordenadas proporcionado por el instrumento. Las mediciones desde un cuarto satélite son necesarias para calcular la altura del punto de recepción en tierra.

La configuración del GPS consiste de tres partes estrechamente vinculadas:

- Veinticuatro satélites orbitales de la Marina USA que orbitan la Tierra.
- Un receptor móvil portátil en el terreno.
- Una estación base de recepción ubicada sobre una posición geográfica conocida, con el objetivo de realizar la corrección diferencial de la señal satelital.

Cada satélite en órbita lleva a bordo una computadora y un reloj atómico muy exacto. La computadora calcula la órbita semanal del satélite, y en el futuro pronosticará las condiciones atmosféricas en ese período. Mediante consultas a su reloj y a los datos generados por la computadora, el satélite puede informar dónde se encuentra en el espacio, cada microsegundo, así como transmitir su posición y tiempo de forma continua.

El sensoramiento remoto representa el resultado de estudiar los fenómenos desde el aire o mediante satélites. El uso de los sensores remotos habilita a los científicos con la oportunidad de interpretar datos, tal y como son vistos desde el espacio. Estas facilidades son particularmente útiles en investigaciones sobre áreas muy grandes, con un costo relativamente bajo. El sensoramiento remoto es entonces muy utilizado en localidades tales como las zonas árticas, los desiertos, áreas de bosques, tierras pantanosas y regiones montañosas, donde mapas a escalas pequeñas de una adecuada calidad pueden ser creados a costos relativamente bajos, a partir de imágenes de satélites. En general, el sensoramiento remoto es adecuado para estudiar áreas extensas, con terrenos difíciles o inaccesibles, o en aquellos donde las investigaciones convencionales pueden ser muy costosas.

9.4.3. Aplicaciones de los SIG

Los SIG tiene posibilidades para ejecutar todas aquellas tareas que seamos capaces de formalizar adecuadamente y además algunas son evidentes, por ejemplo las compañías de suministro de agua usan los SIG como una base de datos espacial de tuberías y llaves de paso; los gobiernos locales pueden usar los SIG para administrar y actualizar los límites de propiedades, las operaciones de emergencia y los recursos naturales. Los SIG también pueden ser usados para cartografiar la oferta de servicios, tales como la atención primaria y los servicios de educación, en función de la densidad de población y el acceso a estas facilidades. Se incrementan también las aplicaciones de los SIG para asistir a los comerciantes en la identificación de sus mercados potenciales y mantener una base de datos espacial de sus clientes.

Las aplicaciones de un SIG son amplias y continúan aumentando: sirve para la elaboración de mapas (temáticos, locacionales, en relieve) y composiciones cartográficas al añadir gráficos y tablas enlazados con los mapas; crea mapas activos con posibilidades infinitas para los multimedia (vídeo, fotos, animaciones) y la web; posibilita la generación de escenarios y realidad virtual, dibujos en perspectiva realista, vuelos virtuales, 3D, etc.; ofrece información para decidir una localización óptima o el mejor emplazamiento de una antena de telefonía móvil o de una presa; ayuda en la realización de estudios de mercado (geomarketing) y en el planeamiento estratégico para mejorar los servicios de las empresas; se utiliza en el trazado de rutas o routing (comerciales, de emergencia en el caso de policía y bomberos, red de alcantarillado, etc.); permite crear inventarios de recursos naturales y humanos (catastros), la investigación de los cambios producidos en el medio ambiente, la cartografía de usos del suelo y la prevención de incendios, etcétera.

Entre otras aplicaciones de los SIG pueden destacarse las siguientes, vinculadas a las Geociencias:

- Cartografía Geológica.
- Estudios Geofísicos, Petrofísicos, Físico-Mecánicos, Geoquímicos y Geomecánicos.
- Análisis Metalogénico.
- Tectónica.
- Geomorfología.
- Estratigrafía y Sedimentología.
- Exploración Geológica.
- Modelación de Yacimientos.
- Geología Ambiental.

Aplicaciones de software topográfico

10.1. Procedimiento para usar el software TOPO 6

TOPO 6 versión 3.7 es un sistema montado en MS - DOS que sirve para calcular poligonales y levantamientos topográficos, dibujo, curvas de nivel, planimetría y perfiles. Admite 350 estaciones de levantamiento, 600 puntos por estación y 6 550 puntos en total.

Además, contiene en la pantalla los íconos de ayuda, moverse, seleccionar, salir, calculadora.

Para seleccionar cualquier opción del sistema de menú, desplace la barra mediante las flechas y teclee **ENTER** o presione la letra destacada en la opción deseada.

La tecla **ESC** le permite salir de un submenú o de algún otro proceso que se halle en ejecución.

La tecla **F1** le brinda una ayuda con respecto a la etapa del programa que se está ejecutando. **PgUp** y **PgDn** le permiten visualizar las páginas de ayuda vigentes.

ALT-C combina la tecla **ALT** con la **C** y se activa una calculadora científica, cuyo manejo es similar a todas las semejantes, y cuenta con una ayuda interna.

La combinación de las teclas **ALT - O** permite salir del sistema operativo, ejecutar comandos del **MS-DOS**, e incluso, otros programas pequeños y luego retorna al TOPO 6, tecleando **EXIT**.

En la línea inferior de la pantalla se resume el uso de estas y otras teclas en cada momento.

El menú principal cuenta con poligonales, levantamiento, revisión del plano, dibujos, símbolos y opciones.

a) Poligonales:

1. Teclear una poligonal nueva.
2. Revisar una poligonal existente.
3. Calcular e imprimir resultados.
4. Plotear esquema de poligonales.
5. Situar puntos auxiliares.
6. Imprimir los datos originales.

Teclear una poligonal nueva:

- De rodeo (cierre en el primer vértice).

- De enlace (cierre en otro vértice).
- Abiertas.

Cuando selecciona poligonal de rodeo, se pregunta si desea chequear el cierre angular en esta poligonal, si responde sí, pregunta el nombre del fichero de la poligonal.

Levantamientos:

1. Empezar un nuevo levantamiento.
 - Taquimétrico.
 - Cuadrículas ordenadas.
 - Obras lineales.

Al hacer clic en cualquiera de estos íconos, se pregunta el nombre del fichero de campo.

2. Revisar o continuar un trabajo:
 - Puntos levantados.
 - Vértices y monumentos.
 - Eje o línea base.
3. Calcular un levantamiento.
 - b) **Revisión del plano:**
 1. Tablas de coordenadas y cotas.
 2. Revisar cotas y planimetría.
 3. Unir ficheros de puntos.
 4. Digitalizar un mapa existente.
 5. Seleccionar una zona.
 6. Calcular área de una zona.
 7. Preparar la red de isolíneas.

- c) **Dibujos:**
 1. Planimetría.
 2. Curvas de nivel y plano.
 3. Vista tridimensional.

- d) **Símbolos:**
 1. Ver catálogo.
 2. Plotear catálogo.
 3. Crear símbolos.

4. Editar cajetines.

e) **Opciones:**

1. Configuraciones (trata sobre el plóter instalado, interfase con el plóter y dimensión del papel).
2. Plotear ficheros.
3. Guardar opciones.
4. Leer opciones.
5. Directorios.
6. Actualizar ficheros: de levantamiento, de coordenadas.

f) **Directorios:**

1. Ayudas del TOPO 6 (*help*);
2. Símbolos TOPO 6 (*smb*).
3. *Display drivers* (*bgi*).
4. Plóters drivers (*pld*).
5. Ficheros de dibujo.
6. Trabajo temporal.
7. Guardar todos los datos.

Explicamos ahora todas estas funciones detalladamente.

a) **Poligonales:**

1. Teclear una poligonal.
 - Rodeo (cierre en el primer vértice).
 - Enlace (cierre en otro vértice).
 - Abiertas.

Rodeo (cierre en el primer vértice)

Aquí pregunta si desea chequear el cierre angular de la poligonal. Si contesta SI, pide el nombre del fichero y aparece la tabla siguiente:

Tabla 10.1. Vértice de la poligonal

Vértice de la poligonal		
Nombre	X	Y
V-7	695 828,512	224 158,623
Ordinal: 1		Insert: off

Oprima **F2** y aparece el siguiente cuadro de diálogo:

Como referencia inicial conoce:

- Mirando al Norte (topográfico o magnético).
- Coordenadas de un monumento.
- Punto de acimut (chapa).

Mirando al Norte (topográfico o magnético)

Se hace clic y aparece la tabla siguiente:

Tabla 10.2. Acimut inicial de referencia

Acimut inicial de referencia		
Grados	Minutos	Segundos
1	14	14
Ordinal: 1		Insert: off

Medido desde el norte hasta el primer lado

Oprima **F2** y aparece el siguiente cuadro de diálogo:

Tabla 10.3. Precisión deseada

Precisión deseada	Lineal	Angular
Poligonal taquimétrica	1:500	$1'\sqrt{n}$
Poligonal de 2da clase	1:1 000	$1'\sqrt{n}$
Poligonal de 1ra clase	1:2 000	$1'\sqrt{n}$
Poligonal de 2da categoría	1:5 000	$20''\sqrt{n}$
Poligonal de 1ra categoría	1:10 000	$10''\sqrt{n}$

Al oprimir poligonal taquimétrica aparece:

Tabla 10.4. Medición de la poligonal

Parado en	Ángulo			Distancia	Vértice
	Grado	Minutos	Segundos		
V-7	321	14	0	32,200	PC- 6

Coordenadas de un monumento

Se hace clic y luego **ENTER**.

Tabla 10.5. Vértice de referencia inicial

Vértice de referencia inicial		
Nombre	X	Y
	0	0
Ordinal: 1		Insert: off

Oprime **F2** : Acimut inicial calculado:

Directo $72^{\circ}8'38''$

Inverso $252^{\circ}8'38''$

ENTER y se obtiene una tabla igual a la tabla 10.3.

Aquí, a manera de ejemplo, se explica la tabla 10.3.

Poligonal taquimétrica:

Al seleccionarla aparece la tabla 10.6.

Tabla 10.6. Medición de la poligonal

Parado en	Ángulo			Distancia	Vértice
	Grado	Minutos	Segundos		
V-7	321	14	0	32,200	PC- 6

Se oprime **F2** y se pregunta por el ángulo de cierre:

Tabla 10.7. Determinación del ángulo de cierre

Ángulo de cierre		
Grados	Minutos	Segundos
0	0	0
Vértice: 1		Insert: off

Al oprimir **F2** se regresa al menú inicial.

Punto de acimut

Se da **ENTER** y se pregunta si el acimut es directo o inverso, se acepta y rápidamente pide el acimut inicial de referencia.

Tabla 10.8. Acimut inicial de referencia

Ángulo de cierre		
Grados	Minutos	Segundos
72	8	38
Vértice: 1		Insert: off

Medido desde la referencia del primer vértice

Se oprime **F2** y se pide la precisión deseada (ver Tabla 10.3). Se explica una de ellas al igual que en el caso anterior, la poligonal taquimétrica y aparece la tabla 8, luego, al oprimir F2 se regresa al menú principal. Así termina el proceso de cálculo de la poligonal de Rodeo.

• **Enlace (cierre en otro vértice)**

Pregunta si desea chequear el cierre angular en esta poligonal.

Nombre del fichero (ídem Tabla 10.1).

Oprima **F2** y aparece el siguiente cuadro de diálogo:

Como referencia inicial conoce:

- Mirando al Norte (topográfico o magnético).
- Coordenadas de un monumento.
- Punto de acimut (chapa).

Mirando al norte (topográfico o magnético)

Oprime **ENTER** y aparece tabla 10.9.

Tabla 10.9. Acimut final de referencia

Acimut inicial de referencia		
Grados	Minutos	Segundos
72	8	38
Ordinal: 1		Insert: off

Medido desde el norte hasta el primer lado

Se oprime **F2** y aparece precisión deseada (ver Tabla 10.3). Se da **ENTER** y aparece una tabla (ver Tabla 10.4). Si oprime F2 aparece vértice final de la poligonal (ver Tabla 10.10).

Tabla 10.10. Vértice final de la poligonal

Vértice final de la poligonal		
Nombre	X	Y
PC- 6	695 828,512	224 158,623
Ordinal: 1		Insert: off

Si oprime F2 termina con ese tipo de orientación y aparece:

Coordenadas de un monumento

Con **F2** aparece la tabla 10.11.

Tabla 10.11. Vértice final de la poligonal

Vértice final de la poligonal		
Nombre	X	Y
	0,000	0,000
Ordinal: 1		Insert: off

F2 y aparece acimut inicial calculado:

Directo: 252° 8' 38"

Inverso: 72° 8' 38"

ENTER y precisión deseada (ver Tabla 10.3).

Se explica, a modo de ejemplo, la poligonal taquimétrica (Tabla 10.4).

ENTER de nuevo, aparece una tabla (ver Tabla 10.5). **F2** y vuelve al inicio.

Punto de acimut (chapa)

Acimut final de referencia (ver Tabla 10.9). **F2** y aparece ángulo de cierre al igual que la tabla 10.7.

Abiertas

Vértice inicial de la poligonal (ver tabla 10.1)

Se oprime **F2** y pregunta la referencia inicial. Aquí se explica mirando al norte.

Mirando al norte:

Lo primero que hace el programa es pedir el acimut inicial de referencia (ver Tabla 10.2). Luego con **F2** y aparece tabla 10.4, luego se repite **F2** y regresa al menú de poligonales.

Coordenadas de un monumento

Pregunta por el vértice de referencia inicial, luego el acimut inicial calculado. Se oprime cualquier tecla para terminar y aparece la tabla 10.4.

F2 y se termina.

Punto de acimut:

Pregunta si tienes el acimut directo o inverso, y luego pide el acimut inicial de referencia; finalmente con **F2** aparece la tabla 10.4 de nuevo, **F2** y regresa al menú principal.

- Revisar una poligonal existente.
 - Todos los datos de la poligonal.
 - Vértice inicial.
 - Precisión de la poligonal.
 - Tabla de ángulos y distancias.
 - Ángulo de cierre.
 - Vértice final.
 - Referencia inicial.
- Calcular e imprimir resultados.
- Plotear esquema de poligonales.
- Situar puntos auxiliares.
- Imprimir los datos originales.

10.2. Procedimiento para usar el software TOPCION

TOPCION es otro *software* para determinar las cotas de los puntos y se fundamenta en las aplicaciones de TOPO 6. Está formado por las opciones siguientes:

1. Nivelación.
2. Ficheros.
3. Cálculo.

1. Nivelación

Si cliquesa nivelación aparece el cuadro de diálogo siguiente:

- Datos de nivelación.
- Calcular nivelación.
- Asignar cotas a poligonal.

Se hace clic en datos de nivelación y aparece el nombre del fichero de nivelación. Clic y aparece:

Tipos de nivelación:

- Técnica (Miras de Espalda y Miras de Frente).
- Técnica (Desnivel y Distancia).
- Trigonométrica.

Si se hace clic en Técnica (Miras de Espalda y Miras de Frente), aparece un cuadro con identificación y ME y MF. Se aprieta **F2** y:

Identificación del vértice inicial	Cota inicial	Identificación del vértice final	Cota final
	0,000		0,000
Vértice: 1		Insert: off	

Se oprime **F2** y se obtiene:

Caso de nivelación	Precisión
Verificación de Benches	$10\text{mm}\sqrt{S}$ (km)
Nivelación técnica	$30\text{mm}\sqrt{S}$ (km)

Si cliquesa ambos casos, pregunta la distancia total en km, luego retorna al inicio.

Clic en Técnica (desnivel y distancia) y repite los pasos anteriores.

En calcular una nivelación se hace clic y pide el nombre del fichero de nivelación.

Asignar cotas a poligonal, clic y se repiten los mismos pasos, y finalmente regresa al inicio.

Calcular una nivelación, clic y pregunta por el nombre del fichero, luego si desea imprimir, si dice no, aparece el cuadro siguiente:

Identificación	Desnivel	Distancia	Desnivel corregido	Cota
	0,000	0,00	0,00	0,000
Vértice: 1		Insert: off		

F2 y pregunta el nombre del fichero de resultados.

Asignar cotas a poligonal. Se necesita tener un fichero creado.

2. Ficheros

Clic en ficheros y aparece la ventana convertir o destruir o borrar.

Si hace clic en convertir aparece ASCII a TOPO 6 y de TOPO 6 a ASCII.

Clic en el primero y pregunta: siscar hacia ficheros TOPO 6 y otros ficheros ASCII a TOPO 6.

El primero se cliquesa:

- Fichero con X Y Z cod. Obs. (separados por espacio).
- Fichero con X, Y, Z cod. Obs. (separados por coma).
- Fichero con No, Consecutivo X Y Z consecutivo (separados por espacio).
- Fichero con No Estac. X Y Z (separados por espacio).

Clic en el segundo y pregunta:

- Ficheros X, Y, Z (separados por coma).
- Ficheros X Y Z (separados por espacio).

Destruir o borrar (cuidado, que los ficheros que se destruyan no se pueden recuperar).

Y finalmente se cliquesa cálculos.

3. Cálculos

Hace clic en cálculos y aparece cambio de coordenadas:

- Considerando un punto.
- Con un punto y ángulo.
- Dos puntos conocidos.

A cualquiera que le haga clic, pregunta el nombre del fichero.

10.3. Procedimiento para usar el software TopoCAL

10.3.1. Introducción

A partir de la versión 1.2.120, hay dos tipos de instalaciones: una completa de mayor tamaño, que incluye todos los archivos (unos 3MB), y otra solo con las modificaciones de 1MB, que se instala sobre la existente.

TopoCal nace como un nuevo concepto de topografía independiente, pero a la vez compatible e integrado con los programas de CAD, como AutoCAD.

La diferencia principal de TopoCal con los programas que necesitan de AutoCAD para funcionar, es que su interfaz gráfica propia está totalmente orientada al mundo de la topografía y no de la arquitectura y el diseño en general.

Para el topógrafo de campo la unidad fundamental es el punto y sobre este deben girar todas las demás entidades. Un punto es un elemento fijo con unas coordenadas concretas y si por él pasan varias líneas que definen el armado del dibujo y en él se apoyan los vértices del Modelo Digital del Terreno, se hace necesario tenerlo perfectamente identificado y accesible en todo momento.

Si se cambian gráfica o analíticamente las coordenadas de un punto, entonces se quiere que todas las entidades que se apoyan en él, como son las líneas o polilíneas, el MDT y el curvado cambien instantáneamente sin tener que hacer ningún cálculo, ya que estas son entidades totalmente dependientes de ese punto y les afecta directamente el cambio en el entorno gráfico de TopoCal.

En AutoCAD esto no sucede así, ya que el punto es una entidad que nada tiene que ver con las polilíneas o líneas, ni con los triángulos 3D, ni mucho menos con un curvado ya generado y convertido a polilíneas. En realidad admiramos la labor titánica que supone para los programas que trabajan bajo esta interfaz (los que necesitan de AutoCAD para funcionar) el hacerlo en estas condiciones tan alejadas para nosotros de la interfaz topográfica. Y aunque se ahorran tener que hacer todo lo que es un programa independiente de CAD, a la larga el costo para implementar nuevas características está limitado a lo que los diseñadores de AutoCAD hayan pensado.

Por eso en TopoCal decidimos crear nuestro propio sistema de trabajo, para no estar limitado nunca por el diseño de otro programa como es AutoCAD, aunque este se haya convertido en una herramienta indispensable para casi todos los topógrafos.

Por ejemplo, supongamos un punto por el que pasan dos polilíneas y en el cual se apoya la creación del MDT y posteriormente el curvado. Pues bien, una vez realizado todos los cálculos para obtener el MDT y curvado con cualquier programa, se nos genera un vértice nuevo o repetido para cada polilínea que pasa por él, otro para cada triángulo del MDT que lo utilizó, etcétera.

Cualquier modificación en el punto original significa una modificación de todas las entidades, algo que en TopoCal no ocurre, pues ha sido diseñado para este fin.

Resumiendo brevemente, si cambiamos las coordenadas de uno o varios puntos, por el motivo que sea, automáticamente se modificaran todos la polilíneas, triángulos, curvado (sin suavizar) y entidades que dependan de él.

También decir como concepto general que por ser el punto el elemento fundamental del programa, se le asigna un número de orden independientemente del nombre que se le de y si este está o no repetido. Este número de orden solo variará si suprimimos puntos, y además con esta acción también eliminaremos todos los triángulos que pasan por él, el curvado de estos triángulos y lógicamente los vértices de las polilíneas afectadas.

El resto de operaciones CAD se ha tratado de que sean lo mas idénticas posibles a las utilizadas en AutoCAD para su fácil aprendizaje, como son el uso de capas, zoom y todos los elementos que usamos, con el toque personal que TopoCal tratará de dar para facilitar el trabajo del topógrafo.

TopoCal interactuará con AutoCAD como si fuera parte integrante de él, pudiendo intercambiar y seleccionar entidades y un sinfín de opciones en las dos direcciones, para que todos los que tengan AutoCAD puedan seguir disfrutando de toda su potencia y ventajas. Esta compatibilidad en esta versión solo es para AutoCAD 14, aunque terminaremos actualizándolo a todas sus versiones superiores.

Los que no dispongan de AutoCAD, encontrarán en TopoCal una herramienta independiente de CAD para el trabajo topográfico.

El trabajo de gabinete en Topografía (entiéndase por esto la colección de datos), puede realizarse:

- En forma manual.
- Automática (colectoras internas o externas).

En forma manual, cuando no disponemos de la tecnología o instrumental acorde a estos tiempos, aunque a algunos les parezca irrisorio todavía existen lugares en los que se anotan los datos de campo, bien, estos llevados a gabinete son volcados en distintas planillas de cálculo, procesadores de texto, los que les darán una diversidad de extensiones a los archivos generados de esta manera: doc., xls, .txt, .csv, .asc, etcétera.

En forma automática las distintas marcas de Estación Total disponen, cada una, de *softwares* distintos para transmitir al ordenador (PC) los datos colectados en campo; por consiguiente cada marca genera una diversidad de archivos, todos con formatos distintos, dependiendo de qué tipo de datos quieran procesar, serán las extensiones. Para la generación de Modelos Digitales del Terreno (MDT) los datos que más nos interesan son:

- Número de punto.
- Coordenada X.
- Coordenada Y.
- Coordenada Z.
- Código del punto.

Por lo general estos datos están incluidos en archivos con extensiones .pts, .prn, .xyz, .pun, .asc, .txt, etc. La cuestión pasa por fijarse en el editor de archivos propio del software de la estación, el formato de los archivos bajados, en algunos de estos programas se los baja con un formato único, hay que fijarse un poquito y encontraremos en el menú utilidades que nos permiten convertir los archivos a algún formato válido, que contenga únicamente la información arriba mencionada (N, X, Y, Z, C); en el caso contrario podemos procesar la información con cualquier planilla de cálculo que dispongamos en nuestra PC.

Una de las principales ventajas que nos brinda TOPOCAL, es el manejo de una amplia gama de tipos de archivos, los cuales, si no figuran en el listado de los aceptados, si reúne los requisitos de formato aceptado, el programa los lee perfectamente, por eso la importancia de saber qué tipo de archivos estamos utilizando.

TOPOCAL maneja principalmente información generada por un programa español llamado TOPOCAL, al cual, los que vivimos en latitudes distintas, desconocemos, pero por referencia la información generada por este *software* tiene la virtud de poseer un tamaño pequeño.

10.3.2. Inicio de un nuevo trabajo

Tenemos dos opciones al iniciar un nuevo trabajo, una de ellas, la primera, es en el menú **Archivo / Leer**, esta nos permite generar el dibujo de los puntos a partir de un archivo ya existente **Cualquier nombre.top**.

La otra forma de iniciar el trabajo es en menú **Archivo / Importar** se despliega una ventana con tres opciones: **Dxf – Ascii – Ptos. Topcal**, en esta sucesivamente podemos abrir un dibujo en formato **Dxf**, la que sigue, **Ascii** es la más importante, a mi criterio porque nos permite leer cualquier tipo de archivo, convenientemente formateado con perdón de la expresión, al seleccionar esta opción se despliega la ventana en que indicaremos dónde ubicar el archivo, donde dice **Tipo de archivo**: hacemos un clic y se despliega una ventana con los distintos archivos que lee, si el archivo a leer no figura en este listado, seleccionamos la opción **Todos** y aceptamos. Se despliega otra ventana en la que estableceremos los parámetros del archivo a dibujar, en estos estableceremos que sus columnas serán **Elementos separados por: Comas(,) - Espacios() – Columnas – Punto y coma(;) – Tabuladores(□)**, con solo apoyarnos sobre la ventanita o línea correspondiente y hacer clic quedará seleccionada la opción. **Formato elementos por fila**, aquí adquiere mucha importancia la interrelación entre el operador de campo y el operador de gabinete si son personas distintas las que procesan los datos, y a qué sistemas de coordenadas se refiere; hago esta aclaración porque las distintas marcas de estación total colectan de forma diferente y sus setup

son configurables a los gustos del operador o a como les impongan sus respectivos departamentos de Topografía. Aquí podemos ver las distintas variables que pueden tener los archivos, con número de punto o sin número de punto, con distinta ubicación de las variables X, Y, ya sea que tengan o no cota (Z) y si sus puntos tienen o no código. **Otras configuraciones** permiten leer una forma de archivo con extensión **.for**. Las pequeñas ventanitas cuadradas siguientes son por si en la Configuración Regional de tu PC tienen otra configuración de separadores de miles y de decimales. En la parte inferior tendrás una vista previa automática que se irá actualizando a medida que hagas uso de las distintas opciones, esta te permitirá previsualizar el resultado del tratamiento de los distintos archivos en uso, hasta que consideres que su formato es el correcto y activas la orden **Importar**, luego de lo cual se generará el dibujo.

Exportar ficheros Dxf. Las entidades que lee y exportan son: Puntos, Líneas, Polilíneas, Caras 3D (MDT). Al exportar Dxf, si en la barra de la derecha Capas On/Off Ptos N° están activadas estas dos casilla, el Dxf generado tendrá una capa llamada N con el n° del punto y una capa "Z" con la cota, formateada con dos decimales. Si quieres modificar el tamaño del punto en AutoCad, utiliza el comando "PDSIZE" con otro valor Ej.: Nuevo valor para PDSIZE <0.00>:0.2 y le das en AutoCad -> Ver -> a regenerar todo. Al exportar en DXF, si tienes creado el MDT en TopoCal, te crea la capa "TRI" con caras 3D. Ejecuta el comando "render" y lo verás de otra forma (render). Generamos el DXF y lo leemos con Autocad, y aplicamos el comando de línea "render" y obtenemos el resultado. Estas últimas líneas de Exportar ficheros Dxf no las verifique, simplemente copie y pegue del anterior "Léeme.txt".

10.3.3. Información

Los ítem siguientes nos empiezan a brindar información, aún sin haber generado el modelo, ya podemos obtenerla; en el menú **Ver** el primer ítem aparecerá marcado por defecto, el **menú Lateral**, de modo tal que podemos optar por ver o no a este con solo clicar sobre él. **N° entidades** nos entrega un inventario de lo que tenemos dibujado. **Máximos y Mínimos**, tal cual se expresa, nos informa los valores extremos en x, y, z. **Barra de puntos aleatorios** es una herramienta que en pocos pasos hace todo, con los valores que ya tenemos adoptados en las distintas configuraciones de MDT y Curvado. **Color de fondo** nos permite personalizar el papel de nuestro dibujo.

El siguiente menú es **Capas**, que una vez desplegado nos permitirá crear nuevas capas, todas las nuevas entidades que se generen se incorporarán a la capa que esté activa en ese momento; surge una nueva pregunta: como sé cual está activa, en el menú Lateral, vértice superior derecho de su pantalla, aparece el detalle de las capas existentes, la activa aparecerá coloreada de azul, las capas que se visualicen tendrán que estar clickeadas, capa que no lo está, no se visualiza o no tiene ninguna entidad incorporada; en el vértice de esta ventana aparece un nuevo botón muy útil que, al oprimirlo, despliega el editor de capas, desde donde se podrá generar las capas que uno requiera.

Puntos es el menú desplegable siguiente, el primer ítem, crear gráficamente, tiene las siguientes opciones: **2d – 3d con Z fija – 3D con Z variable - 3D con Z del MDT**, opciones sobre las cuales creo obvio agregar nada. **Ver** nos brinda información de coordenadas, código y capa del punto. **Enfocar** es una herramienta muy dinámica que nos permite, en una sola operación, identificar el punto que se nos antoje y desde la misma ventana alejarnos o acercarnos al mismo. **Editar** es otra herramienta de información, solo que en este caso es un listado completo de los puntos. **Editor tipo Excel** es otro listado de puntos; la diferencia con el ítem anterior radica en que desde **Editor tipo Excel** podemos efectuar los cambios que se requiera en cualquier celda, con la ayuda de las órdenes Copiar, Pegar, Borrar, Sentido de avance, etc., lo cual nos otorga una gran versatilidad. Una vez que está generado el MDT nos advierte que al activarse esta orden perderemos el MDT por las razones antes explicadas. **Insertar XY** nos permite ingresar un punto de forma rápida sin acudir al **Editor tipo Excel**, usando como separador ya sea un espacio o el que esté predeterminado en la planilla ASCII con que se ingresaron los datos. **Cambiar – Cota** habilita una herramienta interactiva, que se hace más efectiva si habilitamos Cercano, para hacer esto en la parte inferior de la pantalla, desde el medio a la derecha pode-

mos leer cercano escrito en colores apagados, haciendo doble clic sobre este texto se activará, conforme nos acerquemos a un punto se activará este, quedando desmarcado con un circulito gris, haciendo clic emerge una ventana con la cota actual, la que podemos cambiar. **Quitar puntos repetidos**, es muy útil, cuando en el campo tenemos activado el disparador automático de la estación podemos coleccionar dos o más puntos en un radio no mayor de 10 cm(+ o -) con diferentes cotas, induciendo a la creación de triángulos innecesarios en la generación del MDT, la ventana emergente permite eliminar puntos con distintos márgenes de precisión (Sobre esto se puede hablar un poco más, si se tratan los conceptos de precisión).

Polilíneas / Crear gráficamente despliega un submenú con cuatro opciones: **2d – 3d con Z fija – 3D con Z variable - 3D con Z del MDT** muy similar al de puntos. **Eliminar** borra la polilínea seleccionada. Por último tenemos **Autocroquis**, este ítem unirá automáticamente en una polilínea a los puntos cuyos códigos sean iguales, siguiendo una secuencia lógica.

10.3.4. Generando MDT y curvado

MDT despliega el ítem **Triangular**, el cual generara una ventana con los parámetros de la triangulación, donde se especifica la longitud máxima de los lados de cada triángulo, y también podemos definir el color que tendrán los triángulos; de forma automática en esta versión se generaran las curvas, tomando como configuración los últimos datos introducidos en la orden **Curvado**. **Eliminar** despliega una serie de opciones **Todos – Exteriores – Interiores – Seleccionado – Cercano**; Exteriores e interiores hacen referencia a una determinada polilínea, las otras opciones hacen referencia por sí solas. **Insertar rotura** se refiere a aristas que definirán los triángulos, que el MDT deberá respetar.

Curvado esta opción nos permite, a través de la orden **Suavizar**, establecer los parámetros para el curvado, desde donde podemos visualizar las cotas máximas y mínimas, y en función de estas definiremos las curvas finas y las maestras; si dejamos clickeada la opción **Suavizar** podremos optar por ejecutar esta acción desde la barra de menú lateral. Eliminar permite borrar todo el curvado generado.

Herramientas / Datos polilínea despliega una herramienta de selección de polilíneas; una vez seleccionada esta nos brinda una completa información, si esta es cerrada nos informa: número de vértices, longitudes horizontales y geométricas acumuladas, área, coordenadas, distancia entre punto y punto parcial y acumulada, ángulo acimutal expresado en sistema centesimal (vale esta aclaración para los que acostumbran usar 360° (sexagesimal), acá se calcula con círculo de 400° (centesimal)). **Distancia 2p** brinda información de distancia entre dos puntos, n° de punto, coordenadas X, Y, Z, distancia horizontal y geométrica, acimut y pendiente.

3D permite observar el modelo desde una visión 3d en forma automática, donde podremos controlar el zoom (capacidad de acercarse o alejarse), la velocidad de rotación del MDT y la deformación de Z.

10.4. Procedimiento para usar el software AutoCAD

10.4.1. Introducción

Usar AutoCAD LINE en Topografía es muy parecido a usar AutoCAD 2000, son las mismas funciones, pero sin el comando MAP, es por eso que le mostramos este manual.

Heads-up Design significa centrarse en el diseño, no en el teclado. AutoCAD 2000 proporciona nuevas herramientas para ayudarle a obtener lo máximo de los datos de diseño heredados, reduciendo el tiempo invertido en acceder y volver a trabajar en diseños similares. Otras características simplifican la forma de trabajar, haciendo que AutoCAD sea más transparente y más fácil de utilizar.

Tabla 10.12. Entorno de Heads - Up Design

Función	Novedades	Obtención de información adicional
Entorno de varios documentos	Trabajo con varios dibujos en una sola sesión de AutoCAD y, entre sí, copiar, desplazar y pintar objetos, además de datos asociados.	Véase "Trabajo con varios dibujos."
AutoCAD DesignCenter	Utilización del nuevo AutoCAD DesignCenter para localizar y cargar contenidos, como bloques, capas y objetos con nombre en los dibujos.	"Administración del contenido con AutoCAD."
Acotaciones rápidas	Utilización del nuevo comando ACOTARR para crear automáticamente un número de cotas con una sola designación de geometría.	Véase "Acotación de varios objetos."
Nuevas referencias a objetos	Utilización de las nuevas referencias a objeto Paralelo y de Extensión para dibujar de forma más precisa.	Véase "Paralelo" y "Extensión."
AutoTrack	Utilización de rastreo de referencia a objetos para crear objetos en ángulos polares específicos o en ángulos respecto a puntos de referencia a objetos.	Véase "Utilización de AutoTrack."
Apertura y carga parcial	Apertura y edición solo de partes necesarias de dibujos y referencias externas.	Véase "Uso de las opciones Abrir parcialmente y Cargar parcialmente."
Rotación 3D en tiempo real	Utilización del nuevo comando 3DORBITA para manipular, de forma sencilla, vistas de objetos 3D.	Véase "Visualización interactiva en 3D."
Varios planos de trabajo activos	Las ventanas gráficas y las vistas pueden presentar distintos sistemas de coordenadas personales (SCP) y parámetros de elevación, lo que facilita el trabajo en 3D.	Véase "Uso de SCP en ventanas gráficas" y "Trabajo con ventanas en 3D."
Administrador de SCP	Gestión de SCP utilizando el cuadro de diálogo Administrador de SCP.	Véase "Almacenamiento y restitución de un SCP guardado" y "Trabajo con ventanas en 3D."
Vista	Gestión de vistas utilizando el nuevo cuadro de diálogo Vistas.	Véase "Trabajo con ventanas en 3D."
Edición de referencias	Edición de referencias externas y referencias a bloques desde el dibujo actual.	Véase "Edición de referencias <i>in situ</i> ."
Barras de herramientas	Utilización de las barras de herramientas de AutoCAD mejoradas para ajustarse a los estándares de Microsoft® Office 98.	Véase "Trabajo con barras de herramientas."

Tabla 10.13. Mejora en acceso y uso

Función	Novedades	Obtención de información adicional
Propiedades ventana	Modificación de las propiedades de un objeto en un dibujo de forma rápida y sencilla.	Véase "Ventana Propiedades."
Barra de herramientas Propiedades de objetos	Uso de métodos nuevos y cómodos para la edición de propiedades comunes a objetos tales como grosor de línea y estilo de trazado.	Véase "La barra de herramientas Propiedades de objetos."
IntelliMouse	Uso de Microsoft IntelliMouse®, que incluye funciones de ampliación/reducción y encuadre de IntelliMouse.	Véase "IntelliMouse."
Quick Select	Utilización de Quick Select para designar objetos basándose en tipo o propiedades de objetos.	Véase "Filtración de conjuntos de selección."
Menús de método abreviado	Posibilidad de hacer clic con el botón derecho del dispositivo señalador para ver los nuevos menús contextuales que permiten el acceso a los comandos de AutoCAD.	Véase "Uso de menús contextuales."
Edición de sólidos	Puede manipular sus modelos sólidos 3D sin necesidad de crear nuevas geometrías o realizar operaciones booleanas.	Véase "Edición de caras de sólidos 3D."
Resumen original	Almacenamiento de información de los dibujos, como título, tema, autor, palabras clave y diez campos personalizados.	Véase "Visualización y actualización de las propiedades de dibujos."
Edición de texto	Utilización de las nuevas funcionalidades de control de texto del Editor de texto de líneas múltiples para editar texto más rápidamente.	Véase "Texto de líneas múltiples" y "Formato de líneas de texto."
Administrador de propiedades de capas	Posibilidad de definir de forma rápida las propiedades de capas, tales como el color y el tipo de línea.	Véase "Capas."
Nombres de objetos largos guardados	Se ha suprimido el límite de 31 caracteres. Los nombres de objetos guardados pueden tener hasta 255 caracteres e incluye más caracteres especiales, incluidos espacios.	Véase "Objetos guardados."
Cota estilos	El nuevo Administrador de estilos de cota reemplaza al cuadro de diálogo DCOTA para poder crear y gestionar estilos de cota de forma rápida y eficaz.	Véase "Gestión de estilos de cota."
Directriz rápida	Utilice el nuevo comando DIRECTRIZR para crear y modificar directrices de forma sencilla.	Véase "Creación de directrices y anotaciones."

Tabla 10.13. (Continuación).

Función	Novedades	Obtención de información adicional
Cargar/descargar de aplicaciones	El nuevo cuadro de diálogo Cargar/descargar aplicaciones facilita y hace más intuitiva la carga y descarga de aplicaciones.	Véase APPLOAD en la Lista de comandos.
Contornos sombreados	El cuadro de diálogo revisado, Sombreado por contornos, facilita la gestión de sombreado de contornos.	Véase SOMBCONT en la Lista de comandos.
Guardado de dibujos	Utilización del nuevo cuadro de diálogo Guardar dibujo, como para precisar el formato de archivo por defecto en el que desea guardar los dibujos.	Véase GUARDARCOMO en la Lista de comandos.

Tabla 10.14. Alcance expandido

Función	Novedades	Obtención de información adicional
Acceso a archivos en la Web	Uso de la Web para acceder y almacenar datos de AutoCAD con herramientas de acceso a Internet más rápidas e intuitivas.	Véase "Apertura y guardado de archivos de Internet".
Hipervínculos	Asociación de vínculos a objetos de AutoCAD o ubicaciones de gráficos y seguimiento, utilizando el cuadro de diálogo Enlazar hipervínculos.	Véase "Trabajo con hipervínculos".
Trazado electrónico	Creación de trazado electrónico de un dibujo (o presentación) en un formato de archivo neutro, seguro y preparado para Internet.	Véase "ePlot para publicar archivos DWF".

Personalización y ampliación de AutoCAD

ActiveX® tiene varios objetos nuevos, entre los que se incluyen una barra de menú, grupos de menú, menús emergentes y barras de herramientas. Ahora se encuentran disponibles eventos específicos para objetos, documentos y aplicaciones. Véase el manual ActiveX and VBA Developer's Guide para obtener material de presentación relacionado con estos objetos y eventos.

En Microsoft Visual Basic® for Applications (VBA), ahora puede incluir referencias de otro proyecto en un proyecto. También puede crear bibliotecas de funciones y macros comunes. Véase "Para empezar con AutoCAD VBA" en el ActiveX and VBA Developer's Guide.

Aprendizaje de AutoCAD

Hay un gran número de recursos disponibles que le enseñarán a utilizar AutoCAD. El conjunto de la documentación de AutoCAD incluye manuales impresos y en pantalla, los cuales cubren una gran variedad de temas. El aprendizaje de AutoCAD proporciona un aprendizaje multimedia sobre AutoCAD. También puede asistir a las clases de formación de AutoCAD en los Centros de formación de Autodesk.

Documentación en pantalla

Puede ver la documentación en pantalla de AutoCAD seleccionando Ayuda de AutoCAD en el menú Ayuda. La documentación en pantalla se divide en dos grupos. La documentación del usuario, que se muestra en primer lugar, incluye:

Léame, de AutoCAD 2000: proporciona los cambios de última hora o adiciones de AutoCAD 2000.

Uso de la ayuda, de AutoCAD: proporciona sugerencias y técnicas para utilizar la Ayuda en pantalla de AutoCAD.

Lista de comandos: proporciona una referencia extensa con todos los comandos y variables de sistema de AutoCAD.

Manual del usuario: explica conceptos de AutoCAD y proporciona procedimientos paso a paso. Incluye un glosario con definiciones de términos de AutoCAD.

Manual de instalación: indica la forma de instalar y configurar AutoCAD 2000.

Manual de personalización: indica a los usuarios experimentados cómo personalizar AutoCAD.

Impresión en AutoCAD: proporciona una lista de los temas específicos para imprimir y los controladores de impresión.

Si se selecciona el icono Visual LISP o el de VBA y ActiveX, se muestra un acceso directo que le lleva a la documentación del desarrollador de AutoCAD:

AutoLISP Reference: proporciona una referencia extensa sobre AutoLISP®, un lenguaje de programación interpretativo de todas las funciones, que se puede utilizar para llamar a los comandos, variables de sistema y cuadros de diálogo de AutoCAD.

Visual LISP Developer's Guide: facilita información sobre la utilización del entorno de desarrollo interactivo de Visual LISP para desarrollar y probar programas de AutoLISP. También describe la forma de utilizar las extensiones de AutoLISP facilitadas con Visual LISP para crear automatizaciones ActiveX.

Visual LISP Tutorial: proporciona lecciones, paso a paso, que enseñan la forma de utilizar Visual LISP para desarrollar una aplicación de AutoLISP.

ActiveX and VBA Developer's Guide: explica la forma de utilizar ActiveX y VBA para desarrollar una aplicación con el fin de personalizar AutoCAD. Incluye ejemplos de código y procedimientos pormenorizados.

ActiveX and VBA Reference: proporciona una referencia al modelo de objetos ActiveX y a sus componentes de interfaz asociados.

Manual de referencia de DXF: proporciona una referencia amplia sobre el formato de archivos DXF.

Manuales impresos

AutoCAD incluye dos manuales impresos y una tarjeta de consulta:

- Manual de instalación: el mismo contenido que el Manual de instalación en pantalla, pero en formato impreso.
- Manual del usuario: el mismo contenido que el Manual del usuario en pantalla, pero en formato impreso.
- Quick Reference Card: una referencia rápida sobre las barras de herramientas y aceleradores de AutoCAD. La tarjeta se encuentra al final del Manual del usuario impreso y no está disponible en pantalla.

Puede solicitar copias impresas de los siguientes manuales de AutoCAD, de Autodesk, o de su distribuidor o revendedor autorizado de Autodesk:

- Manual de personalización.
- Visual LISP Developer's Guide (solo en inglés).
- Visual LISP Tutorial.
- ActiveX and VBA Developer's Guide (solo en inglés).

Formación sobre AutoCAD

Autodesk® Official Training Courseware (AOTC) es el courseware de Autodesk para formación controlada por un instructor. Para registrar un curso de formación utilizando este *courseware*, póngase en contacto con el Centro de formación autorizado de Autodesk, Distribuidor autorizado de Autodesk o el centro de sistemas de Autodesk. Puede buscar una lista de estas organizaciones en el sitio Web de asistencia técnica de Autodesk.

Paso a AutoCAD 2000

AutoCAD 2000 Migration Assistance proporciona información y herramientas para ayudar a pasarse de una versión anterior de AutoCAD. Puede utilizar AutoCAD 2000 Migration Assistance para pasar aplicaciones, menús y barras de herramientas y dibujos personalizados a AutoCAD 2000. Por ejemplo, el AutoLISP Code Analyzer revisa las aplicaciones de AutoLISP, y el Batch Drawing Converter ayuda a pasar archivos de dibujo creados en versiones anteriores de AutoCAD 2000. Puede iniciar AutoCAD 2000 Migration Assistance en el menú Inicio (Windows). Si aún no ha instalado AutoCAD 2000 Migration Assistance, véase "Instalación de AutoCAD para un usuario," del Manual de instalación.

Recursos adicionales

Los siguientes recursos proporcionan información adicional y asistencia a preguntas sobre AutoCAD 2000 y otros productos de Autodesk.

10.4.2. Presentación general

Bienvenido a AutoCAD® 2000, un producto que cuenta ya con una larga y singular historia. El primer AutoCAD salió a la venta en 1982 con el nombre de MicroCAD y se ejecutaba en sistemas operativos CP/M de ordenadores Intel 8080. Esta primera versión de AutoCAD inició una revolución en el dibujo y el diseño. En la actualidad, AutoCAD se traduce a 18 idiomas y lo utilizan millones de usuarios de todo el mundo, en ordenadores mil veces más potentes que los anteriores microprocesadores 8080.

AutoCAD 2000 continúa la tradición de AutoCAD, y en este Manual del usuario reside la clave de su potencia. En este capítulo se proporcionan descripciones completas de las nuevas funciones y recursos disponibles que le facilitarán el aprendizaje de AutoCAD 2000.

Novedades en AutoCAD 2000

AutoCAD 2000 proporciona muchas funciones nuevas que mejoran y amplían AutoCAD. En esta sección se ofrece un breve resumen de las nuevas funciones, así como una lista de referencias a temas en los que se facilita más información.

Aprendizaje de AutoCAD

Hay un gran número de recursos disponibles que le enseñarán a utilizar AutoCAD. El conjunto de la documentación de AutoCAD incluye manuales impresos y en pantalla, los cuales cubren una gran variedad de temas. Aprendizaje de AutoCAD, e proporciona un aprendizaje multimedia sobre

AutoCAD. También puede asistir a las clases de formación de AutoCAD en los Centros de formación de Autodesk.

Obtención de soporte técnico

Como complemento al soporte técnico facilitado por el distribuidor o revendedor de AutoCAD, puede localizar información de soporte técnico en las fuentes siguientes:

- AutoCAD Support Assistance: proporciona información de soporte técnico sobre AutoCAD. Desde el menú Ayuda, puede buscar soluciones técnicas por título o por categoría, o bien puede utilizar la herramienta de búsqueda para buscar soluciones por palabra clave. La base de conocimientos de AutoCAD Support Assistance también contiene información sobre otros recursos de soporte y herramientas de ayuda propias para ayudarle a obtener lo máximo de AutoCAD.
- Servicio de soporte de productos de Autodesk: proporciona soporte técnico basado en la Web para productos de Autodesk. Véase "Autodesk en la Web."

Por dónde empezar

En el Manual del usuario se explican conceptos y se proporcionan procedimientos paso a paso para realizar tareas de dibujo comunes. El glosario le ayudará a familiarizarse con la terminología de AutoCAD. La Tarjeta de consulta rápida puede servir como práctico recordatorio de los métodos de selección e introducción de datos más utilizados.

A medida que adquiera experiencia, puede aprender más sobre comandos y opciones concretos, consultando la Lista de comandos.

Una vez que haya adquirido cierta pericia con AutoCAD, puede utilizar el Manual de personalización para aprender a personalizar AutoCAD y desarrollar funciones especializadas.

Para aumentar su productividad y conocimientos, elija **Asistente de aprendizaje** en el menú **Ayuda de AutoCAD**. Las lecciones de aprendizaje le ayudarán a trabajar de forma más eficaz con las interfaces de AutoCAD 2000, le enseñarán funciones difíciles y poco utilizadas de AutoCAD y le explicarán cómo colaborar con otros profesionales compartiendo diseños a través de Internet.

Obtención de ayuda

En cualquier momento de una sesión de AutoCAD, puede accederse a la información en pantalla que proporciona el menú Ayuda. Utilice **Temas de ayuda** como asistencia en su trabajo. Véase **Uso de Ayuda de AutoCAD** en **Temas de Ayuda**, para obtener información sobre la utilización de este sistema de Ayuda de AutoCAD de forma eficaz.

Para acceder a los temas de la **Ayuda**:

- En el menú, elija **Ayuda de AutoCAD**.

La ficha **Contenido** muestra las versiones en pantalla de la documentación de AutoCAD, así como información adicional. Utilice la ficha **Índice** para buscar términos y temas en el índice en pantalla, y la ficha **Buscar** para realizar búsquedas de texto completo.

Línea de comando **AYUDA**:

- Relacionados: pulse **F1** o escriba en la línea de comando.

Convenciones tipográficas

Para orientarle acerca de las funciones de AutoCAD tal y como aparecen en pantalla, los términos específicos se ponen en tipos de letra distintos del tipo de letra del cuerpo del texto. En toda la documentación de AutoCAD se utilizan las convenciones siguientes.

Tabla 10.15. Convenciones tipográficas

Elemento de texto	Ejemplo
AutoCAD, comandos.	ADCENTER, CONEXIONDB, GUARDAR
AutoCAD, variables de sistema.	ACOBLO, DWGNAME, ESCALATL
AutoCAD, objetos guardados como tipos de línea y estilo.	DASHDOT, ESTANDAR
Solicitudes.	Designe objeto a recortar o [Proyección/Arista/Deshacer]:
Instrucciones después de secuencias de solicitudes.	Designe objetos: utilice un método de designación de objetos.
Nombres y extensiones de archivo.	acad.exe, Léame, extensión de archivo .dwg
Nombres de carpeta o directorio.	.carpeta Ejemplo, c:\ACAD2000\support.
Texto que se escribe.	En la solicitud de comando, escriba forma.
Las teclas que se pulsán en el teclado.	CTRL, F10, ESC, INTRO
Las teclas que se pulsán de forma simultánea en el teclado.	CTRL+ C
Nombres de variables, código de ejemplo y texto de AutoLISP en archivos ASCII.	La variable <i>pi</i> está predefinida con un valor de <i>pi</i>
Los nombres de funciones de AutoLISP y DIESEL.	comando ads_comando()
Argumentos formales especificados en definiciones de funciones.	Los argumentos cadena y modo

Recursos adicionales

Los recursos que se tratarán a continuación proporcionan información adicional y asistencia a preguntas sobre AutoCAD 2000 y otros productos de Autodesk.

10.4.3. Instrucciones para empezar

Inicio de AutoCAD

Al poner en marcha AutoCAD, se muestra el cuadro de diálogo **Inicio**; este le ofrece cuatro modos de iniciar un dibujo, por lo que es posible:

- Abrir un dibujo existente.
- Empezar un dibujo desde el principio.
- Empezar un dibujo basado en una plantilla.
- Utilizar asistentes que le ayudarán a configurar el dibujo.

Para iniciar AutoCAD:

1. En el menú **Inicio** (Microsoft® Windows®) elija **Programas**. A continuación, en el menú seleccione AutoCAD 2000.
2. En el cuadro de diálogo **Inicio**, elija una de las opciones siguientes:
 - Abrir un dibujo: abre un dibujo que el usuario selecciona en una lista formada por los cuatro que se han abierto más recientemente. Asimismo, muestra el botón **Examinar** que el usuario puede pulsar si desea buscar otro archivo. Véase "Apertura de un dibujo existente".

- Valores por defecto: abre un dibujo nuevo basado en el sistema de medición que elija, Inglés (pulgadas) o Métrico (milímetros). Véase "Inicio de dibujos desde el principio".
- Utilizar una plantilla: abre un dibujo nuevo basado en una plantilla que el usuario selecciona en una lista. La misma muestra los archivos de plantilla (con extensión .dwt) que existen en la ubicación de archivos de plantillas de dibujo indicadas en el cuadro de diálogo **Opciones** (véase OPCIONES). Los archivos de plantilla guardan todos los parámetros de un dibujo y pueden incluir también capas predefinidas, estilos de cota y vistas. Véase "Plantillas".
- Utilizar un asistente: abre un nuevo dibujo que el usuario configura utilizando los asistentes **Configuración rápida** o **Configuración avanzada**. Véase "Inicio de dibujos con asistentes de configuración".
- El cuadro de diálogo **Inicio** se abre cuando se inicia AutoCAD. Siempre que se inicia un nuevo dibujo durante la sesión de AutoCAD, se abre el cuadro de diálogo Crear nuevo dibujo. Después de utilizar AutoCAD durante un tiempo, tal vez desee desactivar la visualización de estos cuadros de diálogo. Si se desactivan, al elegir **Archivo Nuevo**, se crea automáticamente un nuevo dibujo basado en su última selección de Valores por defecto (Inglés o Métrico). Si selecciona **Archivo Abrir**, aparecerá el cuadro de diálogo **Seleccionar archivo**, en el que puede seleccionar dibujos y plantillas de AutoCAD.

Para desactivar la visualización del cuadro de diálogo **Inicio**:

1. En el cuadro de diálogo **Inicio**, desactive **Mostrar cuadro de diálogo Inicio**;
2. Para mostrar el cuadro de diálogo **Inicio**;
3. En el menú **Herramientas**, seleccione **Opciones**;
4. En el cuadro de diálogo **Opciones**, seleccione la ficha **Sistema**;
5. En **Opciones generales**, active **Mostrar cuadro de diálogo Inicio**;
6. Pulse **Aceptar**.

Apertura de un dibujo existente

Para abrir un dibujo existente de AutoCAD, en el cuadro de diálogo Inicio seleccione **Abrir un dibujo**, o bien, si ya ha iniciado AutoCAD, en el menú **Archivo** elija **Abrir**. También puede abrir dibujos arrastrándolos desde el **Explorador de Windows** a AutoCAD. Si suelta uno o más dibujos en cualquier punto fuera del área de dibujo, por ejemplo, en la línea de comando o en el espacio en blanco que hay junto a las barras de herramientas, AutoCAD abrirá los dibujos. Sin embargo, si arrastra un solo dibujo hacia el área de dibujo de un dibujo abierto, el nuevo no se abrirá sino que se insertará como una referencia externa.

Puede hacer doble clic en el **Explorador de Windows** para iniciar AutoCAD y abrir el dibujo. Si AutoCAD ya está en ejecución, el dibujo se abrirá en la sesión actual, en lugar de en una segunda sesión.

Al abrir un dibujo de AutoCAD 2000, puede utilizar la opción **Abrir parcialmente**, para trabajar solo con parte del archivo de dibujo. Si trabaja con un dibujo grande, puede abrirlo parcialmente y seleccionar una vista y capas específicas con las que trabajar, en lugar de cargar todo el dibujo. Véase "Uso de las opciones Abrir parcialmente y Cargar parcialmente."

Para abrir un dibujo:

En el cuadro de diálogo **Inicio**, elija **Abrir un dibujo** y después **Examinar**. (Si AutoCAD ya está en ejecución, en el menú **Archivo** elija **Abrir**).

En el cuadro de diálogo **Seleccionar archivo**, elija uno o más archivos y pulse **Abrir**.

Asimismo, en **Nombre del archivo** puede escribir el nombre del dibujo y pulsar **Abrir**, o bien hacer doble clic en un nombre de archivo en la lista de archivos.

Trabajo con varios dibujos

Es posible abrir más de un dibujo en una sola sesión de AutoCAD. Si hay varios dibujos abiertos, haga clic en cualquier punto de un dibujo para convertirlo en activo. También puede utilizar **CTRL+F6** o bien **CTRL+TAB** para cambiar entre dibujos abiertos. Sin embargo, no es posible cambiar entre dibujos durante ciertas operaciones de larga duración, como la regeneración de un dibujo. Véase "Renovación de la pantalla."

Es posible referirse rápidamente a otros dibujos, realizar las operaciones de copiar y pegar entre dibujos y arrastrar objetos de un dibujo a otro. También puede utilizar la opción **Copiar** para transferir las propiedades de los objetos de un dibujo a los objetos de otro. Puede utilizar las referencias a objetos de AutoCAD y los comandos **Copiar** con punto base y **Pegar** en coordenadas originales para garantizar una ubicación precisa, especialmente cuando se copian objetos de un dibujo a otro. Para obtener más información sobre la copia de objetos entre dibujos, sesiones y otras aplicaciones, véase "Copia de objetos." Véase IGUALARPROP.

Utilice el menú **Ventana** para controlar la visualización de varios dibujos en una sesión de AutoCAD. Puede organizar los dibujos abiertos en cascada, o bien en mosaico vertical u horizontal. Si hay varios dibujos minimizados, puede utilizar **Organizar iconos** para limpiar de la pantalla los iconos de dibujos minimizados de la ventana de AutoCAD. También puede seleccionar un dibujo en la lista de dibujos abiertos, situada en la parte inferior de este menú.

Para desactivar el modo **Múltiples documentos**:

1. En el menú **Herramientas**, seleccione **Opciones**.
2. En la ficha **Sistema**, en **Opciones generales**, seleccione el modo de compatibilidad de un solo dibujo. Pulse **Aceptar**.

Variables del sistema SDI define el modo Múltiples documentos.

La ventana de AutoCAD

Barra de menús

Contiene los menús por defecto de AutoCAD. Los menús se definen mediante archivos de menús que el usuario puede modificar o diseñar por sí mismo. Véase, "Menús personalizados," en el Manual de personalización. Además, la instalación de aplicaciones de terceros puede añadir menús y comandos de menús. El archivo de menú por defecto es acad.mnu. Para aprender a indicar uno distinto. Véase "Definición de rutas de búsqueda, nombres y ubicaciones de archivos"

Barra de herramientas Estándar

Contiene los botones de AutoCAD más utilizados, como **Redibujar**, **Deshacer** y **Zoom**, además de los botones estándar de Microsoft Office, como **Abrir**, **Guardar**, **Imprimir** y **Ortografía**. Los botones que presentan un pequeño triángulo negro en el vértice inferior derecho tienen iconos desplegados que contienen herramientas que invocan comandos relacionados con la primera herramienta mostrada. Haga clic y mantenga pulsado el primer botón para ver el icono desplegable.

Ícono de archivo de dibujo

Representa un archivo de dibujo de AutoCAD. El icono de archivo de dibujo también aparece junto a las opciones de cuadros de diálogo que se guardan en el dibujo, en lugar de en cada sesión, como en AutoCAD.

Barra de herramientas Propiedades de objetos

Define las propiedades de objetos como color, tipo de línea y grosor de línea y gestiona las capas. Véase "La barra de herramientas Propiedades de objetos"

Barras de herramientas Dibujo y Modificar

Proporcionan acceso a comandos de dibujo y modificación de uso frecuente. Las barras de herramientas **Dibujo** y **Modificar** aparecen cuando se inicia AutoCAD. Estas barras de herramientas

aparecen fijas en el lado izquierdo de la ventana. Las barras de herramientas son fáciles de mover y se pueden activar y desactivar. Véase "Trabajo con barras de herramientas"

Área de dibujo

Muestra los dibujos. El tamaño del área de dibujo varía según el tamaño de la ventana de AutoCAD y el número de los restantes elementos (como barras de herramientas y cuadros de diálogos) que aparezcan.

Cursores en cruz

Identifica puntos de designación y de dibujo en el área de dibujo. Utilice el cursor en cruz, que está controlado por el dispositivo señalizador, para localizar puntos y designar y dibujar objetos.

Ícono de Sistema de coordenadas personales (SCP)

Muestra la orientación del dibujo. Los dibujos de AutoCAD se superponen en una rejilla invisible o sistema de coordenadas. Los sistemas de coordenadas se basan en las coordenadas X, Y y (para 3D) Z. AutoCAD dispone de un sistema de coordenadas universales (SCU) fijo y de un sistema de coordenadas personales (SCP) móvil. Para ayudarle a ver la posición y orientación SCP, en la esquina inferior izquierda del área de dibujo se muestra un icono SCP. Véase "Uso de sistemas de coordenadas"

Ficha Modelo/ Fichas de presentación

Cambian el dibujo entre el espacio modelo (dibujo) y el espacio papel (presentación). Por lo general, los diseños se crean en espacio modelo y, a continuación, se crean presentaciones para trazar e imprimir el dibujo en espacio papel. Véase "Creación de una presentación que se va a imprimir"

Ventana de comandos

Muestra solicitudes y mensajes. En AutoCAD se inician comandos de tres modos distintos:

- Eligiendo una opción de un menú o un menú contextual.
- Haciendo clic en un botón o una barra de herramientas.
- Escribiendo el comando en la línea de comando.

Sin embargo, aunque el usuario seleccione comandos en menús y barras de herramientas, AutoCAD puede mostrar solicitudes e historiales de comandos en una ventana de comandos. Véase "Uso de comandos y variables de sistema"

Barra de estado

Muestra las coordenadas del cursor en la esquina inferior izquierda. La barra de estado contiene también botones que se pueden utilizar para activar ayudas al dibujo de uso frecuente. Estas son el Forzcursor (modo Forzcursor), Rejilla (rejilla de dibujo), Orto (modo Orto), Polar (intersección ortogonal polar), Refent (referencias a objetos), Intortemp (seguimiento de resolución de objetos), Gln (visualización de grosor de línea) y Modelo (conmutador entre espacios modelo y papel). Véase "Dibujo con precisión," para obtener más información sobre las ayudas al dibujo de AutoCAD.

Trabajo con barras de herramientas

AutoCAD dispone de 24 barras de herramientas, mediante las cuales se accede a comandos, parámetros y modos de uso frecuente. Las barras de herramientas **Estándar**, **Propiedades de objetos**, **Dibujo** y **Modificar** se muestran por defecto.

Para ver o cerrar barras de herramientas:

1. Haga clic con el botón derecho del ratón en el fondo o en la barra de título de cualquier barra de herramientas que esté visible, como las barras **Estándar** o **Dibujo**.
2. En el menú contextual, seleccione la barra de herramientas que desee mostrar o cerrar.

Línea de comando BARRAHERR: muestra el cuadro de diálogo Barras de herramientas, en el que se pueden activar, desactivar y personalizar las barras de herramientas. Véase "Modificación de barras de herramientas".

Es posible mostrar varias barras de herramientas a la vez y el usuario puede mantenerlas en una posición fija o flotante. Las barras de herramientas fijas pueden acomodarse a lo largo de la parte superior, inferior o a los lados de la ventana de AutoCAD. Las barras de herramientas flotantes se pueden mover sin restricciones; para ello, utilice el dispositivo señalador. También se pueden superponer a otras barras flotantes o fijas. También puede ocultar las barras de herramientas y volver a mostrarlas cuando precise utilizarlas.

Para fijar y eliminar la fijación de una barra de herramientas:

1. Para fijar una barra de herramientas, sitúe el puntero en el fondo o en la barra de título, después utilice el dispositivo señalador para arrastrar la barra a una posición fija en la parte superior, inferior o lateral de la ventana de dibujo.
2. Una vez que aparezca el contorno de la barra de herramientas en el área de fijación que desee, suelte el botón del dispositivo señalador.
3. Para eliminar la fijación de una barra de herramientas, arrástrela fuera de la región de fijación.
4. Para situar una barra de herramientas en una región de fijación pero sin fijarla, mantenga pulsada la tecla **CTRL** mientras la arrastra.

Para modificar la forma de una barra de herramientas flotante:

- Arrastre el borde inferior de la barra flotante con el fin de crear una barra de herramientas vertical, o bien, arrastre el borde lateral de la barra flotante con el fin de crear una barra de herramientas horizontal, o también, arrastre el borde de la barra de herramientas flotante para reconfigurarla.

NOTA: No es posible cambiar la forma de barras de herramientas fijas.

Uso de menús contextuales

Puede hacer clic con el botón derecho del dispositivo señalador para mostrar menús contextuales, en los cuales es posible elegir opciones rápidamente. Véase "Uso de dispositivos señaladores" para obtener información sobre cómo hacer clic con el botón derecho de cada uno de los dispositivos señaladores. En algunos teclados, puede mostrar menús contextuales pulsando la tecla Menú contextual.

Los menús contextuales son sensibles al contexto. El menú contextual que se muestra y las opciones que suministra dependen de la ubicación del puntero y de otras condiciones, como el que se haya designado un objeto o que un comando esté en ejecución. Se pueden mostrar menús contextuales desde la mayoría de las siguientes áreas de la ventana de AutoCAD:

Área de dibujo

- Línea de comando.
- Cuadros de diálogo y ventanas (por ejemplo, AutoCAD DesignCenter).
- Barras de herramientas.
- Barra de estado.
- Ficha Modelo y fichas de presentación.

Uso de dispositivos señaladores

AutoCAD se controla con un dispositivo señalador, como un ratón estándar, un IntelliMouse® o un tablero digitalizador. Es posible precisar puntos, bien pulsando con un dispositivo señalador o

indicando coordenadas en la línea de comando. Un dispositivo señalador, como un ratón o un cursor digitalizador, puede tener varios botones. AutoCAD asigna automáticamente los 10 primeros botones, pero el usuario puede reasignarlos todos, salvo el botón selector, modificando el archivo de menús (acad.mnu). En las secciones siguientes, en las que se describe el comportamiento de los botones, se presupone que el archivo acad.mnu contiene los parámetros por defecto que se suministran con AutoCAD.

Renovación de la pantalla

La pantalla se renueva con el fin de eliminar las marcas auxiliares o señales provisionales que indican puntos precisados por el usuario. Para renovar la pantalla de dibujo, puede redibujarla o regenerarla. Dado que el proceso de regeneración puede tardar más tiempo en dibujos complejos, normalmente se utilizará la opción de redibujar. Al redibujar solo se limpia la pantalla. La regeneración no solo limpia la pantalla, sino que además actualiza la base de datos del dibujo con las coordenadas de pantalla de todos los objetos del dibujo.

La base de datos almacena información relativa a los objetos de un dibujo como valores en coma flotante. Un formato en coma flotante asegura un alto nivel de precisión, pero puede hacer que los cálculos tarden mucho tiempo. Cuando AutoCAD regenera un objeto, convierte los valores de la base de datos de coma flotante en las coordenadas de pantalla correspondientes con números enteros.

Algunos comandos regeneran automáticamente el dibujo completo y vuelven a calcular las coordenadas de pantalla de todos los objetos. Cuando sucede esto, AutoCAD muestra un mensaje.

Para redibujar la pantalla:

- En el menú **Ver**, escoja **Redibujar vista**.
- Línea de comando **REDIBUJA**
- Para regenerar un dibujo:
- En el menú **Ver**, elija **Regenerar**.
- Línea de comando **REGEN**.

Almacenamiento de dibujos

Mientras trabaja en un dibujo, debería guardarlo con frecuencia. Si se desea crear una nueva versión de un dibujo sin que se vea afectado el original, puede guardarlo con un nombre diferente.

Para guardar un dibujo:

Seleccione **Guardar** en el menú **Archivo**.

1. Si ya se ha guardado el dibujo con un nombre, AutoCAD guardará cualquier cambio posterior y volverá a mostrar la solicitud de comando. Si no se ha guardado antes, aparecerá el cuadro de diálogo **Guardar dibujo como**.
2. En el cuadro de diálogo **Guardar dibujo como**, en **Nombre del archivo**, escriba el nombre del nuevo dibujo (la extensión del archivo no es necesaria).
3. Pulse **Guardar**.

Puede modificar la manera en que AutoCAD guarda los archivos de dibujo, incluso el intervalo en el que AutoCAD guarda los dibujos automáticamente.

La línea de comando **GUARDAR** guarda el dibujo. **GUARDARCOMO** guarda una copia del dibujo actual con el nombre que se determine.

Variables del sistema **SAVETIME** establece el intervalo de tiempo en el que AutoCAD guarda automáticamente el trabajo. **RASTERPREVIEW** controla si las imágenes preliminares BMP se van a guardar o no con el dibujo.

Cierre de dibujos

El comando **CERRAR** cierra el dibujo activo. También puede hacer clic en el botón **Cerrar**, situado en la esquina superior derecha del dibujo.

Para cerrar un dibujo:

1. Haga clic en el dibujo que desee cerrar para convertirlo en el dibujo activo.
2. En el menú **Archivo**, elija **Cerrar**.

NOTA: El comando **CERRAR** no está disponible cuando AutoCAD está en el modo Documento único.

Salir de AutoCAD

Si ha guardado los cambios más recientes efectuados en todos los dibujos abiertos, puede salir de AutoCAD sin tener que guardar de nuevo los dibujos. Si no ha guardado los cambios realizados, AutoCAD le pedirá que guarde o que ignore los cambios.

Para salir de AutoCAD:

1. En el menú **Archivo**, seleccione **Salir**;
2. Línea de comando **QUITA**.

10.4.4. Estacionamiento de un entorno de dibujo

Presentación general

Una vez iniciado un dibujo, puede cambiar sus parámetros, como los límites y unidades de dibujo, parámetros de rejilla y resolución, así como los estándares de capa, tipo de línea y rotulación. También puede modificar el entorno de AutoCAD® para ajustarlo a sus preferencias personales o a las necesidades de un proyecto específico. En este capítulo se describen los parámetros de dibujo y las opciones de AutoCAD que se pueden modificar.

Definición de unidades de dibujo

Todos los objetos que se dibujan se miden en unidades. El valor de la unidad se determina en AutoCAD antes de empezar el dibujo. Por ejemplo, en un dibujo, una unidad podría ser igual a un milímetro del objeto real. En otro dibujo, una unidad podría ser igual a una pulgada. Puede establecer el tipo de unidad y número de posiciones decimales para las longitudes y ángulos de objetos. También puede precisar las unidades para bloques y otros contenidos insertados desde AutoCAD DesignCenter (véase "Administración del contenido con AutoCAD DesignCenter"). Los parámetros de unidades de dibujo determinan la manera en que AutoCAD interpreta las coordenadas y entradas angulares, así como la forma en que representa las coordenadas y unidades en el dibujo y en los cuadros de diálogo (véase "Definición de preferencias del usuario").

La definición de unidades de dibujo no establece automáticamente unidades para cotas (véase "Formateo de unidades principales de cota"). Generalmente, las unidades de dibujo y las unidades de cota se establecen con los mismos valores de tipo y precisión, aunque también pueden definirse valores diferentes para las unidades de cota.

Para formatear las unidades de dibujo:

1. En el menú **Formato**, seleccione **Unidades**.
2. En el cuadro de diálogo **Unidades de dibujo**, defina los valores de las unidades para su dibujo. A medida que cambien los parámetros de las unidades, AutoCAD mostrará ejemplos en la sección **Muestra de salida**.

En la sección **Longitud**, elija un tipo de unidad y un nivel de precisión.

En la sección **Unidades de dibujo para bloques de DesignCenter**, seleccione la unidad que desee que utilice AutoCAD para asignar una escala a las imágenes u otros contenidos insertados en el dibujo. Si no desea que AutoCAD asigne una escala al contenido insertado, elija **Sin unidad**.

En la sección **Ángulo**, seleccione un tipo de ángulo y la precisión.

Para precisar una dirección angular, pulse **Dirección** y, a continuación, elija el ángulo base en el cuadro de diálogo **Control de dirección**.

La dirección angular determina el punto a partir del cual AutoCAD mide los ángulos, así como la dirección en la que se miden. El valor por defecto es 0 grados hacia la derecha de la figura, medido en sentido contrario a las agujas del reloj. Si selecciona **Otro**, puede indicar un ángulo o elegir **Ángulo** para precisar un ángulo utilizando el dispositivo señalador.

3. Pulse **Aceptar** para salir de los cuadros de diálogo.

Línea de comando UNIDADES

Variables de sistema AutoCAD almacena las entradas del cuadro de diálogo **Unidades de dibujo** en **ANGBASE**, **ANGDIR**, **AUNITS**, **AUPREC**, **INSUNITS**, **LUNITS**, y **LUPREC**. AutoCAD almacena las entradas de la ficha Preferencias de usuario del cuadro de diálogo **Opciones en INSUNITSDEFSOURCE** para adoptar los parámetros de las unidades de fuentes de contenido y **INSUNITSDEFTARGET** para adoptar los parámetros de las unidades de dibujo de destino cuando no se ha definido Insertar unidades.

Modificación del entorno de AutoCAD

En el cuadro de diálogo **Opciones** se pueden cambiar los parámetros del entorno de dibujo y de la ventana de AutoCAD. Por ejemplo, puede cambiar la frecuencia con la que AutoCAD guarda automáticamente un dibujo en un archivo temporal y vincular AutoCAD a directorios que contengan archivos utilizados con mucha frecuencia. Experimente con distintos parámetros del entorno de AutoCAD hasta crear el entorno de dibujo que mejor se adapte a sus necesidades. Véase **OPCIONES** en la Lista de comandos para obtener más información acerca de la modificación del entorno de AutoCAD.

Para cambiar las opciones de AutoCAD:

1. En el menú **Herramientas**, seleccione **Opciones**.
2. En el cuadro de diálogo **Opciones**, elija una ficha y escoja los parámetros que desee cambiar. Las siguientes secciones ofrecen información sobre las fichas del cuadro de diálogo **Opciones**:
 - **Archivos**: véase "Definición de rutas de búsqueda, nombres y ubicaciones de archivos".
 - **Visualizar**: véase "Configuración de la pantalla de AutoCAD".
 - **Abrir y guardar**: véase "Apertura y guardado de los dibujos".
 - **Trazado**: véase "Control de propiedades de impresión".
 - **Sistema**: véase "Configuración de opciones del sistema".
 - **Preferencias del usuario**: véase "Definición de preferencias del usuario".
 - **Dibujo**: véase "Definición de propiedades de dibujo".
 - **Selección**: véase "Cambio de opciones de selección".
 - **Perfiles**: véase "Creación de perfiles".
3. Cuando haya terminado de definir las opciones, pulse **Aplicar**.
4. Pulse **Aceptar**.

Línea de comando OPCIONES

Menú contextual. Si no hay ningún objeto designado y no existe ningún comando activo, haga clic con el botón derecho en el área de dibujo y elija **Opciones**.

Visualización y actualización de las propiedades de dibujos

Puede hacer un seguimiento de sus dibujos de forma más sencilla, asignando propiedades a los mismos. Las propiedades de dibujos son datos que permiten identificar el dibujo e incluyen el título, autor, tema y palabras clave para identificar el modelo u otra información importante. También puede almacenar direcciones de hipervínculos o rutas de directorios y diez propiedades personalizadas con sus dibujos.

Para definir propiedades de dibujo:

1. En el menú **Archivo**, elija **Propiedades de dibujo**.
2. En el cuadro de diálogo **Propiedades del dibujo**, escriba la información que desee asignar a las propiedades de las siguientes fichas:

Resumen: puede escribir el título del dibujo, asunto, autor, palabras clave, comentarios y una base de hipervínculos. Las palabras clave le permiten realizar búsquedas de dibujos que compartan una misma propiedad. Por ejemplo, puede añadir la palabra clave "Autodesk" a todos sus archivos de dibujo y después buscar todos los archivos de dibujo que tengan asignada esta palabra clave. Para una base de hipervínculos, puede precisar una dirección de Internet o ruta de una carpeta en una unidad de red.

Personalizada: puede escribir un máximo de diez propiedades personalizadas. Precise los nombres de los campos personalizados en la columna de la izquierda y el valor de cada campo personalizado en la columna de la derecha.

3. Pulse **Aceptar** para salir de los cuadros de diálogo.

Línea de comando PROPSDIB

Puede utilizar el cuadro de diálogo **Propiedades del dibujo** para ver la información del dibujo que conserva AutoCAD.

General: muestra el tipo, ubicación, tamaño y otros datos del dibujo. La información se deriva del sistema operativo. Todos los campos son de solo lectura. Sin embargo, si accede a las propiedades del archivo a través del Explorador, las opciones de los atributos están disponibles a través del sistema operativo.

Estadísticas: muestra información como el tamaño del archivo y las fechas en que los archivos se crearon y modificaron por última vez. Puede buscar todos los archivos creados, por ejemplo, después del 3 de marzo de 1998, o todos los archivos modificados ayer por última vez.

NOTA: Las propiedades que introduzca en el cuadro de diálogo **Propiedades de dibujo** no se asocian al dibujo hasta que este no se guarde.

Los valores de **Creado**, **Modificado** y de **Tiempo total de edición** se almacenan en las variables de sistema **TDCREATE**, **TDINDWG** y **TDUPDATE**.

Modificación de barras de herramientas

Puede cambiar el tamaño de los botones de la barra de herramientas y reemplazar, añadir o suprimir botones de la misma. También puede cambiar el nombre de la barra de herramientas y activar o desactivar la información de herramientas.

Para modificar una barra de herramientas:

1. En el menú **Ver**, elija **Barras de herramientas**.
2. Si no aparece la barra de herramientas que desea modificar, selecciónela en el cuadro de diálogo **Barras de herramientas**.

3. Pulse **Personalizar**.
4. En el cuadro de diálogo **Personalizar barras de herramientas**, puede modificar cualquier barra de herramientas del modo siguiente:
 - Arrastre los botones de la barra de herramientas hacia la derecha o hacia la izquierda para cambiarlos de posición.
 - Para crear espacios, arrastre el botón hacia el borde derecho o izquierdo del botón colindante, sin pasar del centro.
 - Para eliminar los botones de la barra de herramientas, arrástrelos fuera de la barra de herramientas.
 - Para añadir botones a la barra de herramientas, arrástrelos desde el cuadro de diálogo **Personalizar barras de herramientas** hasta la barra de herramientas. Cambie la selección **Categorías** para ver los botones que desee añadir.
 - Arrastre los botones de una barra de herramientas a otra, o pulse **CTRL** mientras arrastra para copiar la barra de herramientas en otra barra de herramientas.
5. Pulse **Cerrar** para salir de los cuadros de diálogo.

Línea de comando BARRAHERR

Menú contextual. Haga clic con el botón derecho en una barra de herramientas y pulse **Personalizar**.

Para cambiar el nombre de una barra de herramientas:

1. En el menú **Ver**, elija **Barras de herramientas**.
2. En el cuadro de diálogo **Barras de herramientas**, seleccione el nombre de la barra de herramientas y, a continuación, pulse **Propiedades**.
3. En el cuadro de diálogo **Propiedades de la barra de herramientas**, escriba un nombre nuevo.
4. Si desea cambiar el texto que aparece en la línea de estado, escriba el texto nuevo en la casilla **Ayuda** y, a continuación, pulse **Aplicar**.
5. En el cuadro de diálogo **Barras de herramientas**, pulse **Cerrar**.

Para ver información de las herramientas:

1. En el menú **Ver**, elija **Barras de herramientas**.
2. En el cuadro de diálogo **Barras de herramientas**, seleccione **Mostrar información de herramientas** y pulse **Cerrar**.

Variables de sistema **TOOLTIPS** activa y desactiva la información de herramienta.

Para modificar el tamaño de los botones:

1. En el menú **Ver**, elija **Barras de herramientas**.
2. En el cuadro de diálogo **Barras de herramientas**, seleccione **Botones grandes** y pulse **Cerrar**.

Creación y modificación de botones de las barras de herramientas

Una vez creada la barra de herramientas, podrá añadir los botones suministrados con AutoCAD o crear los suyos propios modificando los existentes. Debajo de un icono de botón se puede crear o modificar un conjunto de botones llamado icono desplegable. Personalice el aspecto de los botones de modo que se adapten a sus necesidades en cada caso.

10.4.5. Uso de comandos y variables de sistema

Presentación general

Los comandos de AutoCAD® permiten al usuario realizar multitud de acciones. Para ganar en eficacia y productividad, es conveniente dedicar un tiempo a conocer cómo funcionan los comandos y las variables de sistema de AutoCAD, y cómo utilizarlos.

En este capítulo se describen los métodos para iniciar los comandos, el trabajo con las solicitudes de comandos, la modificación de la ventana de comandos y el cambio de parámetros de las variables de sistema.

Trabajo con comandos de AutoCAD

Así todas las acciones que realiza el usuario en AutoCAD se basan en un comando. Los comandos, se utilizan para indicar a AutoCAD las acciones que se desea realizar y AutoCAD responde con solicitudes de comando. Las solicitudes de comando le indican el estado de una acción o le ofrecen opciones, de entre las cuales debe elegir una para completar un comando.

Para iniciar comandos puede utilizar cualquiera de las opciones siguientes:

- Menús de AutoCAD.
- Barras de herramientas.
- Menús contextuales.
- Línea de comando.
- Teclas rápidas.

Se puede iniciar cualquier comando escribiendo su nombre completo tras la solicitud de comando. Algunos comandos tienen también nombres abreviados. Por ejemplo, en lugar de escribir círculo para iniciar el comando CÍRCULO, puede escribir c. Los nombres de comandos abreviados se denominan alias. Si desea obtener una lista de alias de comandos, véase apéndice 4, "Alias de comandos," en la Lista de comandos.

Con independencia de cómo se inicie un comando, las solicitudes de comando aparecen de una manera muy similar. AutoCAD puede mostrar solicitudes en la línea de comando o un cuadro de diálogo. El formato de la solicitud es:

Instrucción actual o bien [opciones] <valor actual>:

La instrucción actual comienza con uno entre cuatro verbos posibles. El verbo indica la acción que puede realizar, como se muestra en la tabla siguiente:

Verbos de la línea de comando

Verbo	Descripción	Ejemplo
-------	-------------	---------

Designar: utilizar el dispositivo señalador para designar objetos o usar otro método de designación de objetos. Véase "Designación de objetos". Designar objetos:

Indicar **Escribir** un valor en la línea de comando. Indique una opción de cambiar [Invisible/Constante/Verificable/Predefinido] <terminado>:

- **Precisar:** designar un punto de la pantalla o escribir un valor, como una coordenada, en la línea de comando.
- **Precise punto central para círculo** [3P/2P/Tangente tangente radio]:
- **Digitalizar:** designar un punto en un tablero digitalizador (solo con el comando TABLERO). Digitalizar punto #1:

Con frecuencia los comandos tienen opciones que aparecen entre corchetes. Para elegir una opción, escriba la letra mayúscula de la opción en la línea de comando. Si una opción está precedida de un número, como la opción 3puntos del comando CÍRCULO, indique el número y la letra mayúscula: 3P.

Para ejecutar comandos o indicar opciones de comandos, puede realizar una de las acciones siguientes:

- Pulsar **INTRO**.
- Pulsar **Barra espaciadora**.
- Hacer clic con el botón derecho en el área de dibujo y elegir Intro en el menú contextual.

NOTA: Es posible definir opciones para el dispositivo señalador, de forma que pulsar el botón derecho tenga el mismo efecto que pulsar **INTRO**. Véase "Definición de preferencias del usuario."

Permutación entre el cuadro de diálogo y la línea de comando

Algunos comandos pueden utilizarse en la línea de comando y en un cuadro de diálogo. En muchos casos, puede escribir un archivo de comandos delante del comando para suprimir el cuadro de diálogo y mostrar los mensajes en la línea de comando. Por ejemplo, al escribir capa en la línea de comando, se muestra el Administrador de propiedades de capas, en el que pueden definirse propiedades de capas. Al escribir capa en la línea de comando, aparecen las opciones de línea de comando equivalentes para definir las propiedades de las capas.

NOTA: Puede haber ligeras diferencias entre las opciones del cuadro de diálogo y las que se encuentran disponibles en la línea de comando.

La variable de sistema **FILEDIA** controla la visualización de cuadros de diálogo que leen y escriben archivos. Si el usuario opta por escribir los nombres de archivo en la línea de comando, debe desactivar **FILEDIA**; si esta está desactivada y se desea utilizar el cuadro de diálogo, escriba el símbolo ~ (tilde) en la solicitud de nombre de archivo.

Archivos de comandos para la ejecución de comandos

Un archivo de comandos es una serie de comandos de AutoCAD reunidos en un archivo de texto que pueden utilizarse para llevar a cabo una tarea. Mediante los archivos de comandos es posible ejecutar varios comandos sucesivamente. Por ejemplo, puede reunir una serie de comandos de AutoCAD para realizar un procesamiento por lotes durante la noche. También se puede crear un grupo de archivos de visualización de dibujos denominados fotos y, a continuación, escribir un archivo de comandos que los muestre en una exposición de fotos. Para crear un archivo de comandos, cree un archivo de texto con comandos y opciones de comandos introducidos de la misma manera que si utilizará la línea de comando. Para obtener información sobre creación de archivos de comandos, véase "Archivos de comandos" en "Interfaces de programación," del Manual de personalización.

Variables de sistema

Las variables de sistema controlan muchas funciones de AutoCAD y muchos aspectos del entorno de diseño. Las variables de sistema controlan el número de comandos que están en ejecución. Asimismo, las variables de sistema activan y desactivan los modos de dibujo (como Forzcursor y Rejilla), definen las escalas por defecto de los patrones de sombreado y almacenan información sobre el dibujo y la configuración actuales de AutoCAD.

Las variables de sistema tienen nombres abreviados cuya longitud, por lo general, está entre 6 y 10 caracteres. Muchas variables de sistema disponen de parámetros sencillos para su activación y desactivación. Por ejemplo, para GRIDMODE, si se indica 0, des o falso, se desactiva la rejilla; si se indica 1, act o verdadero, se activa la rejilla. Otras variables de sistema almacenan números o texto: LIMMAX guarda los límites del dibujo de la esquina superior derecha, por ejemplo, 12.0000, 9.000; DWGNAME es una variable de solo lectura que guarda el nombre de archivo del dibujo actual.

Por lo general, las variables de sistema se cambian por medio de entradas de cuadros de diálogo. Sin embargo, es posible cambiar las variables de sistema directamente en la línea de comando, lo que, en determinadas situaciones, resulta más rápido.

Para cambiar las variables de sistema en la línea de comando:

- En la solicitud de comando, escriba el nombre de la variable de sistema y pulse **INTRO**.
- Escriba el valor de la nueva variable de sistema y pulse **INTRO**.

Los ejemplos siguientes muestran la variable **GRIDMODE** modificada en la línea de comando.

Comando: GRIDMODE

Indique nuevo valor para GRIDMODE <0>: 1

Puede examinar o cambiar el parámetro de una variable de sistema mientras utiliza otro comando. Sin embargo, si cambia de valor, es probable que el nuevo valor no surta efecto hasta que finalice el comando interrumpido.

También puede utilizar el comando MODIVAR para ver una lista de valores de variables de sistema o para cambiar dichos valores. Este comando resulta especialmente útil para ver una lista de los valores de algunas o de todas las variables de sistema en cualquier momento. Si se indica ? y después * en la solicitud MODIVAR, se visualizan todas las variables de sistema y sus valores.

Para obtener una lista completa de todas las variables de sistema de AutoCAD, véase apéndice B, "Variables de sistema," en la Lista de comandos.

Corrección de errores

Se pueden utilizar varios métodos para deshacer la acción o acciones más recientes. El más sencillo es utilizar el comando **DESHACER** para deshacer una sola acción.

Los comandos **DESHACER** y **REHACER** llevan una lista independiente de acciones por cada dibujo abierto. Por ejemplo, puede crear una línea en un dibujo A, pasarse al dibujo B y dibujar un círculo y, a continuación, volver al dibujo A y deshacer la línea.

Para deshacer la acción más reciente:

- En el menú **Edición**, elija **Deshacer**.
- Línea de comando **DESHACER**.

Menú de método abreviado. Si no hay ningún objeto designado ni ningún comando activo, haga clic con el botón derecho en el área de dibujo y elija **Deshacer**.

Relacionados **REHACER** recupera lo que acaba de deshacer.

Para deshacer un número determinado de acciones:

- En la solicitud de comando, escriba deshacer.
- En la línea de comando, escriba el número de acciones que vaya a deshacer.

Por ejemplo, para deshacer las diez últimas acciones, teclee 10. AutoCAD mostrará los comandos o parámetros de variable de sistema que se hayan deshecho.

Utilice la opción Marca de **DESHACER** para marcar una acción a medida que trabaja. Después, puede usar la opción **Retorno** del comando **DESHACER** para deshacer todas las acciones que se hubieran llevado a cabo después de la acción marcada. También pueden usarse las opciones **Inicio** y **Fin** de **DESHACER** para deshacer acciones definidas como un grupo.

Para rehacer la última acción de **DESHACER**, puede utilizar el comando **REHACER**.

Para rehacer una acción:

- En el menú **Edición**, escoja **Rehacer**.
- Línea de comando **REHACER**.
- Menú de método abreviado. Si no hay ningún comando activo ni ningún objeto designado, haga clic con el botón derecho en el área de dibujo y elija **Rehacer**.

Información sobre comandos y variables de sistema

En este Manual del usuario se explican muchos comandos de AutoCAD y opciones de comandos, pero no todos los que existen. En la Lista de comandos podrá localizar los comandos en orden alfabético y obtener información detallada sobre cada una de las opciones de comandos. La Lista de comandos proporciona información adicional sobre el uso de los comandos; asimismo se puede obtener una lista completa de las variables de sistema de AutoCAD en el apéndice B, "Variables de sistema."

Para acceder a la Lista de comandos:

- En el menú, elija **Ayuda** de AutoCAD.
- En Temas de ayuda, haga clic en el icono de libro Lista de comandos.

NOTA: Puede solicitar versiones impresas de la Lista de comandos a través de su representante o distribuidor de Autodesk.

10.4.6. Uso de sistemas de coordenadas

Presentación general

Utilice el sistema de coordenadas cuando dibuje para precisar puntos en el dibujo. Para trabajar con vistas transversales, isométricas u ortogonales (3D), puede establecer su propio sistema de coordenadas personales (SCP) móvil.

Sistemas de coordenadas cartesianas y polares

Un sistema de coordenadas cartesianas consta de tres ejes: X, Y y Z. Cuando se escriben valores para estas coordenadas, se indica una distancia del punto (en unidades) y su sentido (+ o -) a lo largo de los ejes X, Y y Z con respecto al sistema de coordenadas (0,0,0), o con respecto al punto previo. Normalmente, al iniciar un nuevo dibujo en AutoCAD®, se comienza automáticamente en el sistema de coordenadas universales (SCU); el eje X es horizontal, el eje Y vertical y el eje Z perpendicular al plano XY.

Además del SCU, se puede definir un sistema de coordenadas personales (SCP) móvil con un origen diferente y ejes en diferentes direcciones. Puede definir un SCP en función del SCU (véase "Cambio y giro del sistema de coordenadas"). También puede utilizar una plantilla con un SCP para iniciar un dibujo que no utilice el SCU.

Los sistemas de coordenadas polares definen un punto mediante una distancia y un ángulo. Cuando se introducen valores de coordenadas polares, se indica la distancia del punto desde el origen o desde el punto previo, así como su ángulo respecto al plano XY del sistema de coordenadas actual.

Introducción directa de distancia

Además de escribir valores de coordenadas para precisar puntos, se puede utilizar un método llamado introducción directa de distancia. Esta función se puede utilizar durante la ejecución de cualquiera de los comandos de dibujo. Una vez que ha iniciado el comando y ha precisado el primer punto, puede precisar un punto moviendo el cursor para indicar una dirección y escribiendo después la distancia respecto al primer punto. Es una forma muy rápida de precisar la longitud de una línea y resulta especialmente útil si se utiliza junto con el rastreo ortogonal o polar. Véase "Utilización de AutoTrack."

Puede utilizar la introducción directa de distancias para precisar los puntos necesarios para todos los comandos, excepto aquellos que le solicitan introducir un solo valor real, como **MATRIZ**, **GRADUA** y **DIVIDE**. Cuando **ORTO** se encuentra activado, el método es muy apropiado para dibujar líneas perpendiculares.

En el ejemplo siguiente, se dibuja una línea mediante la introducción directa de distancias.

Para dibujar una línea mediante la introducción directa de distancias:

1. En el menú **Dibujo**, seleccione **Línea**.
2. Precise el primer punto (1).
3. Desplace el dispositivo señalador hasta que la línea elástica esté en la misma dirección que la línea que desea dibujar. No pulse **INTRO**.
4. En la línea de comando, escriba la distancia que necesite y pulse **INTRO**. Por ejemplo, escriba 25 para dibujar una línea de 25 unidades de longitud.

La línea se dibujará con la longitud y la dirección precisadas.

Cambio y giro del sistema de coordenadas

El desplazamiento del **SCP** facilita el trabajo en determinadas secciones del dibujo. Los modos **Forzcursor**, **Rejilla** y **Orto** giran alineados con el sistema de coordenadas personales.

Con un **SCP** personalizado, es posible girar el plano XY y cambiar el punto de origen del sistema de coordenadas. Esta función es especialmente útil para trabajar en secciones cuya línea base se desvía de una orientación horizontal o vertical.

Se pueden utilizar muchos métodos para reubicar el **SCP**:

- Precisar un nuevo plano XY.
- Precisar un nuevo origen.
- Alinear el sistema **SCP** con un objeto existente.
- Alinear el sistema **SCP** con la cara de un sólido.
- Alinear el sistema **SCP** con la línea de mira actual.
- Girar el sistema **SCP** actual alrededor de cualquiera de sus ejes.
- Crear un **SCP** perpendicular al eje Z designado.
- Seleccionar un **SCP** guardado anteriormente.

Aplicar un **SCP** existente a una ventana gráfica diferente.

En las partes "Cambio de plano XY" y "Ubicación de un nuevo origen del **SCP**" se describen los métodos para precisar un nuevo plano XY y para precisar un nuevo origen. Los otros métodos son más apropiados para trabajar con modelos 3D y se describen en "Trabajo en espacio tridimensional."

Presentación del icono del SCP

Para indicar la posición y la orientación del **SCP**, AutoCAD sitúa el icono del **SCP** en el punto de origen del **SCP** o en la esquina inferior izquierda de la ventana gráfica actual. Si se encuentra en el origen del **SCP** actual, en el icono aparecerá un signo más (+). Si el icono se encuentra en la esquina inferior izquierda de la ventana gráfica, dicho signo no aparecerá.

Si se están usando varias ventanas gráficas al mismo tiempo, el icono del **SCP** aparece en cada una de ellas (véase "Uso de **SCP** en ventanas gráficas").

AutoCAD muestra el icono del **SCP** de varias formas para que la orientación del plano de dibujo sea más fácil de ver. En la figura siguiente se muestran algunas de las posibles presentaciones del icono.

Ejemplos de presentación del icono del SCP

El icono de lápiz roto sustituye al icono del **SCP** cuando la línea de mira se encuentra en un plano que interseca con los ejes X e Y. Cuando se precisan coordenadas con el dispositivo señalador mientras se muestra el icono de lápiz roto, se crean valores de Z distintos de cero. Puede que los resultados no sean los que se espera. Asegúrese de que el icono del **SCP** indica que el punto de vista está en un ángulo que permita la suficiente precisión del dispositivo señalador, antes de intentar precisar coordenadas o editar su modelo.

Para activar y desactivar la presentación del icono del **SCP**:

1. En el menú **Ver**, seleccione **Visualización Icono SCP**.
2. Para activar y desactivar la presentación del icono del **SCP**, seleccione **ACT**.

Una marca de verificación junto a la opción **ACT** indica que dicho icono aparece en la pantalla. Vuelva a seleccionar **ACT** para eliminar la marca de verificación y desactivar la presentación del icono del **SCP**.

Línea de comando SIMBSCP

Variables de sistema **UCSICON** controla el icono del **SCP**.

Para mostrar el icono del **SCP** en el origen de éste:

En el menú **Ver**, seleccione **Visualización Icono SCP Origen**.

Una marca de verificación junto a la opción **Origen** indica que dicho icono aparece en la pantalla. El icono del **SCP** se mostrará en el origen del sistema de coordenadas actual. Seleccione de nuevo **Origen** para suprimir la marca de verificación y mostrar el icono en su posición por defecto, en la esquina inferior izquierda de la ventana gráfica actual.

Línea de comando SIMBSCP

Variables de sistema **UCSORG** almacena el punto de origen del sistema de coordenadas para la ventana gráfica actual.

Uso de SCP en ventanas gráficas

El uso de ventanas gráficas múltiples proporciona diferentes vistas del modelo. Por ejemplo, puede configurar ventanas gráficas que ofrezcan una vista superior, una vista desde abajo y vistas laterales (véase "Ventanas en mosaico"). Para facilitar la edición de objetos en vistas diferentes, se puede definir un **SCP** para cada vista. Cada vez que convierta un punto de vista en el punto de vista actual, puede comenzar el dibujo utilizando el mismo **SCP** que utilizó la última vez que la ventana gráfica era la actual.

El **SCP** de cada ventana gráfica lo controla la variable de sistema **UCSVP**. Cuando **UCSVP** esté definida como 0 en una ventana gráfica, su **SCP** siempre es el mismo, así como el **SCP** de la ventana gráfica actual. Cuando el valor de **UCSVP** sea 1 en una ventana gráfica, el valor del **SCP** quedará fijado como el valor del último **SCP** usado en esa ventana gráfica, y no cambiará para que coincida con el **SCP** de la ventana gráfica actual.

Para establecer un **SCP** para diferentes ventanas gráficas:

1. Cree tres ventanas gráficas: una vista superior, otra frontal y otra isométrica.
2. Active la vista superior.
3. Escriba `ucsvp` y establezca el valor en 1.
4. Gire el eje X 90° en la ventana gráfica activa.
5. Repita los pasos del 2 al 4 en la ventana gráfica frontal, pero gire el eje X 30°.
6. Active la vista isométrica.

La vista isométrica se actualiza para mostrar el **SCP** de cada ventana gráfica, dependiendo de la ventana gráfica que esté activa.

7. Escriba la variable de sistema **UCSVP** y establezca el valor en 0.
8. Para comprobar que se ha establecido el **SCP** para diferentes ventanas gráficas, cambie varias veces la marca de entrada entre la vista superior y la vista frontal.

Almacenamiento y restitución de un SCP guardado

Se puede asignar un nombre a un **SCP** y guardarlo con un dibujo, con el fin de restituirlo cuando se precise. (Véase "Objetos guardados.") También es posible crear varios **SCP** y cambiar de uno a otro durante una sesión de dibujo.

Para guardar un **SCP**:

1. En el menú **Herramientas**, elija **SCP guardado**.
2. En el cuadro de diálogo **SCP**, haga clic con el botón derecho en el **SCP** actual y elija **Cambiar nombre**.
3. Escriba un nombre nuevo.

Línea de comando **SCP Guardar**

Variables de sistema **UCSNAME** almacena el nombre del sistema de coordenadas del espacio actual.

Los sistemas de coordenadas personales se pueden restablecer, tanto si se han guardado como si no.

Para restablecer un **SCP**:

1. En el menú **Herramientas**, elija **SCP guardado**.
2. En el cuadro de diálogo **SCP**, seleccione la ficha **SCP guardado** y elija el **SCP** que desea restablecer.
3. Para ver el origen y la dirección del eje del **SCP** seleccionado, pulse **Detalles**.
4. En el cuadro de diálogo **Detalles** sobre el **SCP**, puede ver los parámetros del origen y de los ejes X, Y y Z. Los detalles del sistema de coordenadas se calculan por defecto respecto al sistema de coordenadas universales, tal y como se establece en la variable de sistema **UCSBASE**. Para calcular estos valores en relación con un **SCP** guardado, seleccione un nombre de la lista **Relativo a**. Después de ver los nombres, pulse **Aceptar**.
5. Si desea cambiar la visualización del icono del **SCP** o guardar el **SCP** en una ventana gráfica, seleccione la ficha **Parámetros** en el cuadro de diálogo **SCP**. Véase "Modificación de parámetros del icono del **SCP**";
6. Seleccione **Definir actual**.
7. Pulse **Aceptar**.

Línea de comando **UCSMAN**

Relacionados **SCP** Restablece un **SCP** guardado.

Para cambiar el nombre de un **SCP**:

- En el menú **Herramientas**, elija **SCP guardado**.
- En el cuadro de diálogo **SCP**, seleccione el sistema de coordenadas cuyo nombre desea cambiar.

- Haga clic con el botón derecho y seleccione **Cambiar nombre**. También puede hacer doble clic en el nombre seleccionado o pulsar **F2**.
- Asigne un nombre nuevo al **SCP**.
- Pulse **INTRO**.

Línea de comando **UCSMAN**

Relacionados **RENOMBRA** cambia el nombre de un **SCP guardado**.

Para suprimir un **SCP**:

1. En el menú **Herramientas**, elija **SCP guardado**.
2. En el cuadro de diálogo **SCP**, elija un **SCP**.
3. Haga clic con el botón derecho y seleccione **Suprimir**.

También puede pulsar la tecla **Suprimir**.

4. Pulse **Aceptar**.

Relacionados **SCP Supr** suprime un **SCP guardado**.

BIBLIOGRAFÍA

- ACOSTA, G. R.: *Astronomía Geodésica*, Ed. Pueblo y educación, La Habana, 1985.
- BELETE, F. O.: *Análisis de los errores topográficos cometidos en la determinación de los volúmenes de masa minera extraída con la utilización de los resultados del levantamiento taquimétrico*, Revista Geología y Minería, Vol. XII, N°1, 49 pp., 1995.
- BENÍTEZ, R.: *Topografía para Ingeniero civiles*, Dos tomos, Ed. Pueblo y educación, 1981.
- BOLSHAKOV, V Y P. GAIDAEV: *Teoría de la elaboración matemática de mediciones geodésica*, Ed. Mir, Moscú, 1989.
- BOMBINO, N.; E. SÁNCHEZ Y M. PÉREZ: *Geodesia para Ingenieros Aerofotogeodestas*, Ed. Pueblo y Educación, La Habana, Cuba, 1988.
- BOMBINO N.; E. SÁNCHEZ; J. GONZÁLEZ B. Y R. POZO: *Redes Geodésicas y Planimétricas*, Ed. Pueblo y Educación, La Habana, Cuba, 1989.
- CÓRDOVA C. G.: *Geodesia*, Tomo I, Ed. Ciencia Técnica, 1985.
- CHAIKÓ, B. A.: *Análisis de la exactitud de determinación de los volúmenes de escombros durante la explotación de los yacimientos a cielo abierto*, CB. 64, VNIMI, Leningrado, Facultad de Topografía, 1969.
- _____ : *"Análisis de los métodos de determinación de los volúmenes de extracción de masa minera en canteras y vías para su perfeccionamiento"*, Trabajo presentado en opción al grado científico de Dr. en ciencias técnicas, Leningrado, Facultad de Topografía, 1971.
- FERRER, R.: *Topografía Minera*, Tomos I y II, Ed. Pueblo y Educación, La Habana, Cuba, 1985.
- GARCÍA – DOMÍNGUEZ, F.: *Topografía General y aplicada*, 7a edición, Madrid, 1978.
- gibbons, g.: *Punting on L5*, in GPS World of April, 1997.
- GPS Word "News" and applications of the global positioning system*, Ed. ASHTECH, Sunnyvale, USA, 1994.
- GPS SYSTEMS INC*, Edmonton, Canadá, 1996.
- HOFMANN-WENLLENHOF, B.: *GPS Theory and Practice*, Springer-Verlag, New York, 1994.
- <http://www.autodesk.com/support>
- <http://www.Leica-Geosystems.com>
- Instrucciones técnicas para la realización de los trabajos topográficos y mineros*, Leningrado, 1973.
- Instrucciones Técnicas para la realización de los trabajos topográficos de Geocuba*.

- Las Estaciones Totales. Sistema de posicionamiento Global (GPS)*, Trimble, 1995.
- JOÃO, C. M.: *Topografía General*, 2000.
- LANGLEY, R.: "GPS Receiver System Noise", in GPS World of June, 1997.
- _____: "Review and Update of GPS and GLONASS", in GPS World of July, 1997.
- LEICK, A.: *GPS Satellite Surveying*, Wiley-Interscience, New York, 1996.
- LÓPEZ, V. J. L.: *Manual de Fotogeología*, Madrid: Junta de Energía Nuclear, 1979.
- LUIS R. L.: *Topografía Básica*, Tomo I, La Habana, 1971.
- MIKHAIL, E. M.: *Analysis and Adjustment of Survey Measurement*, Van Nostrand Reinhold, New York, 1981.
- NÚÑEZ-GARCÍA, A.; V. J. DURAN Y J. VELASCO: **GPS La nueva era de la Topografía**, Ediciones de las Ciencias Sociales, Madrid, 1992.
- PEREGUDOV, M. A.; y otros: *Trabajos topográficos y mineros en canteras y minas*, Ed. Nedra, Moscú, 1980.
- PINILLA, C.: *Elementos de la teledetección*, Madrid: Ra-Ma, 1995.
- ROCHE, E. R.: *Trabajos de control foto con técnica GPS para el levantamiento estereofotogramétrico a escala 1:500 en Ciudad de La Habana. Investigações e consultoria*, 2000.
- SEGATINE, P.; CÉSAR LIMA E. ROCHA Y C. DEIXOTO: *Obtenção e análise de azimutes por astronomia clássica e pelo Sistema de Posicionamento Global. Cartografia e Geodesia*, 2005.
- VALLE, R. Y A. SÁNCHEZ: *Cálculo Geodésico y su ajuste*, Ed. Pueblo y Educación, Holguín, 1990.
- VVAA: *Métodos de representación cartográfica en Geografía*, México, DF: CMPAC, 1994.
- YAKOBLEV, N.V.: *Praktikum po Vishii Geodesii*, Ed. Nedra, Moscú, 1982.
- ZAKATOV, P. S.: *Curso de Geodesia Superior*, Ed. Mir, 1981.

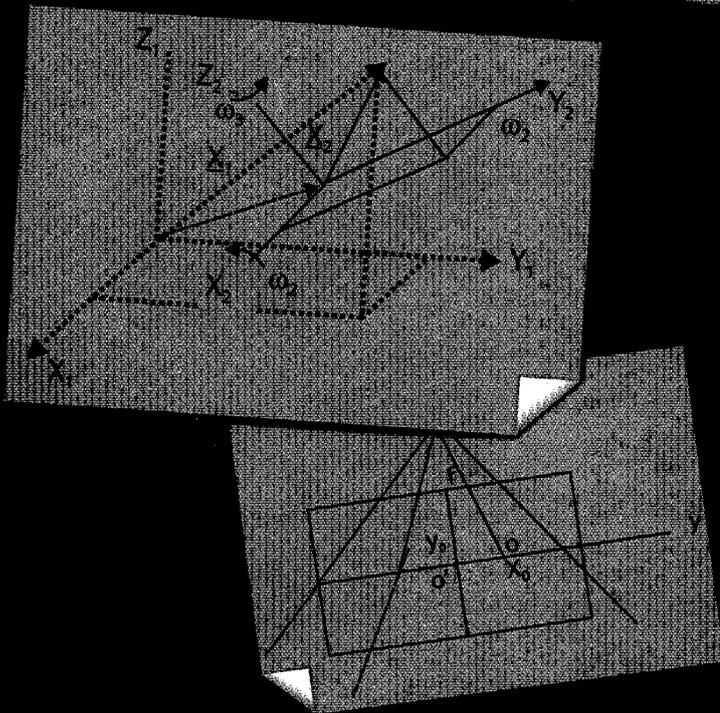


FELIX VARELA
Impresión
Unidad Gráficas
E. P. Félix Varela
OT: 342-1/2011
Ejemplares: 354
Octubre, 2014

La realización de este texto responde al interés de la Facultad de Geología y Minería del Instituto Superior Minero Metalúrgico de Moa (ISMMM) de actualizar los contenidos de la asignatura Topografía General, la cual se imparte en los primeros años de las carreras de Ingeniería de Minas e Ingeniería Geológica, para así poder contar con una obra actualizada para el Plan de Estudio "D" que le permita a los estudiantes y especialistas hacer consultas sobre cualquier parte de la asignatura.

Este trabajo le proporciona a los estudiantes la metodología y técnica necesarias para la ejecución de los trabajos topográficos y la posibilidad de familiarizarse con las nuevas tecnologías que han puesto a la Topografía en un estadio superior. Trata temáticas tan importantes como el Sistema de Posicionamiento Global (GPS), las Estaciones Totales y los Sistemas de Información Geográficas, entre otros, que han logrado despertar el interés por el estudio de la Topografía y la han elevado a un nivel superior.

Orlando Belete Fuentes es profesor del Instituto Superior Minero Metalúrgico "Dr. Antonio Núñez Jiménez" de Moa desde 1979, graduado de Ingeniero de Minas en 1986. Es Doctor en Ciencias Técnicas desde 1999. Ostenta la categoría docente de Profesor Titular. Ha impartido numerosos cursos de pregrado y posgrado a nivel nacional e internacional. Ha dirigido más de 15 tesis de diploma y ha dirigido y asesorado maestrías y doctorados. Ha participado en proyectos internacionales. Tiene publicado más de 10 artículos en revistas de prestigio internacional. Ha realizado investigaciones en los yacimientos lateríticos. Se desempeña actualmente como Vice decano de la Facultad de Geología y Minería del ISMM de Moa, Holguín, Cuba.



Editorial Universitaria
FÉLIX VARELA



9 789590 716355