

TOPOGRAFIA MODERNA 1 9 8 5.

<u>FECHA</u>	<u>TEMA</u>	<u>HORARIO</u>	<u>PROFESOR</u>
Septiembre 23	INTRODUCCION	9 a 11	ING. MARIO A. REYES IBARRA.
	TEORIA DE LA MEDICION Y LOS ERRORES.	11 a 13	ING. ANTONIO HERNANDEZ NAVARRO.
		15 a 18	
Septiembre 24	MEDICION ELECTRONICA DE DISTANCIAS	9 a 13	ING. ANTONIO HERNANDEZ NAVARRO.
	EL TEODOLITO	15 a 18	ING. A. MARIO REYES IBARRA.
Septiembre 25	EL TEODOLITO	9 a 10	ING. A. MARIO REYES IBARRA.
	POLIGONAL	10 a 13	ING. A. MARIO REYES IBARRA.
		15 a 18	ING. ANTONIO HERNANDEZ NAVARRO.
Septiembre 26	MESA REDONDA.	9 a 11	ING. ANTONIO HERNANDEZ NAVARRO.
	INTRODUCCION A LA ALTIMETRIA	11 a 13	ING. MARIO A. REYES IBARRA.
	APARATOS EMPLEADOS EN NIVELACION	15 a 17	ING. MARIO A. REYES IBARRA.
	NIVELACION GEOMETRICA	17 a 18	ING. MARIO A. REYES IBARRA.

TOPOGRAFIA MODERNA 1985.

<u>FECHA</u>	<u>TEMA</u>	<u>HORARIO</u>	<u>PROFESOR</u>
Septiembre 27	NIVELACION GEOMETRICA	9 a 10	ING. ANTONIO HERNANDEZ NAVARRO.
	NIVELACION TRIGONOMETRICA	10 a 13	ING. ANTONIO HERNANDEZ NAVARRO.
	NORMAS TECNICAS PARA LEVANTA- MIENTOS GEODESICOS.	15 a 17	ING. MARIO A. REYES IBARRA.
		17 a 18	ING. ANTONIO HERNANDEZ NAVARRO.
Septiembre 28	CALCULO Y AJUSTES DE NIVELACIO NES.	9 a 11	ING. MARIO A. REYES IBARRA.
		11a 12	ING. ANTONIO HERNANDEZ NAVARRO.
	METODOS MODERNOS DE POSICIO - NAMIENTO GEODESICO.	12 a 13	ING. MARIO A. REYES IBARRA.
		13 a 14	ING. ANTONIO HERNANDEZ NAVARRO

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO: TOPOGRAFIA MODERNA

JULIO AGOSTO 1985.

1. ING. ANTONIO HERNANDEZ NAVARRO (COORDINADOR)  
COORDINADOR DE INVENTARIO GEODESICO  
DIRECCION GENERAL DE GEOGRAFIA  
INEGI  
SPP  
S. A. ABAD 124 P.B.  
COL.TRANSITO DEL CUAUHTEMOC  
06820 MEXICO,D.F.  
588 14 58 y 578 62 00 Ext. 189

2. ING. MARIO ALBERTO REYES IBARRA  
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE GEOGRAFIA  
INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA,  
GEOGRAFIA E INFORMATICA  
HIDALGO OTE. 1227  
TOLUCA, MEXICO  
4 18 37 y 422 99



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: "TOPOGRAFIA MODERNA" DEL 23, AL 28 DE SEPTIEMBRE, EN MORELIA, MICH.

C U E S T I O N A R I O .

ING. MARIO REYES IBARRA.

ING. ANTONIO HERNANDEZ N.

SEPTIEMBRE 1985.

## TOPOGRAFIA MODERNA

22 de Julio al 2 de Agosto

1985

El siguiente es un cuestionario anónimo que permitirá evaluar los conocimientos generales del grupo, con objeto de orientar a los instructores en la dinámica a seguir durante este curso. Solo la primera es una pregunta abierta y el resto son de opción múltiple, marque con una X la (s) que considere correcta (s).

MUCHAS GRACIAS POR SU COLABORACION.

1.- ¿Que es topografía?

2.- Por cifras significativas se entiende:

( ) el número de cifras decimales.

( ) el número de cifras enteras.

( ) el número de dígitos.

( ) otro.

3.- La precisión y la exactitud son el mismo concepto:

( ) cierto.

( ) falso.

4.- En promedio, la precisión relativa en una sola medición con un instrumento EDM infrarrojo es:

- ( ) 1:50,000
  - ( ) 1:200,00
  - ( ) 1:500,000
  - ( ) otra.
- 5.- La medición electromagnética de distancias se basa en:
- ( ) la medición de diferencia de fase de la señal.
  - ( ) la medición de su longitud de onda.
  - ( ) la medición de su frecuencia.
- 6.- Hablando en términos de computación por FORTRAN se entiende:
- ( ) un paquete de aplicación.
  - ( ) un superlenguaje.
  - ( ) un sistema operativo.
- 7.- Para reducir el error de colimación en la medición de un ángulo horizontal:
- ( ) se mide el ángulo varias veces en la misma posición instrumental y se promedian las lecturas.
  - ( ) se calcula el error y se aplica a las mediciones.
  - ( ) se alternan las mediciones en las dos posiciones del círculo vertical.
- 8.- El método de posicionamiento topográfico horizontal mas usado en la actualidad en nuestro país es:
- ( ) Triangulación.
  - ( ) Poligonal.
  - ( ) Trilateración.
  - ( ) otro.

9.- En relación con sistemas de lectura angular, el micrómetro óptico equivale a la escala óptica:

( ) cierto.

( ) falso.

10.- El método de ajuste de Crandall, es un método:

( ) arbitrario para el ajuste angular.

( ) para compensar nivelaciones.

( ) semiriguroso para compensar poligonales.

11.- Por poder de resolución se entiende:

( ) la capacidad para aumentar un detalle.

( ) la capacidad de descubrir detalles.

( ) al grado de claridad de visión.

12.- El método de Bowditch para comensar poligonales, distribuye el error en función de:

( ) las distancias medidas.

( ) el área.

( ) las proyecciones.

( ) otros.

13.- El error de curvatura es un error:

( ) natural.

( ) instrumental.

( ) otro.

14.- La altitud está referida al:

( ) geode.

( ) elipsoide.

( ) terreno.

( ) otro.

15.- Se puede lograr mayor precisión en una nivelación con un equal-timetro:

( ) basculante.

( ) fijo.

( ) automático.

16.- Con un método adecuado de campo, es posible eliminar los errores de curvatura, refracción y colimación en una nivelación:

( ) cierto.

( ) falso.

17.- Los elementos básicos que intervienen en una nivelación trigonométrica son:

( ) ángulos.

( ) distancias.

( ) otros.

18.- El mejor ajuste de un circuito de nivelación ocurre cuando:

( ) Se distribuye el error aleatoriamente.

( ) Se distribuye el error minimizando los cuadros de los residuos.

( ) Se promedian desniveles individuales.

( ) Se distribuye el error por aproximaciones sucesivas hasta que el circuito cumpla las condiciones de cierre.





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: "TOPOGRAFIA MODERNA" DEL 23 AL 28 DE SEPTIEMBRE  
DE 1985, EN MORELIA, MICH.

T O P O G R A F I A   M O D E R N A

ING. MARIO REYES IBARRA

ING. ANTONIO HERNANDEZ N.

SEPTIEMBRE 1985.

Primera parte	Pag	Justificación
1. INTRODUCCION	1	MAI
1.1 Definición de Topografía	1	"
1.2 Importancia de la Topografía en la Sociedad	1	"
1.3 Tipos de Levantamientos Topográficos	2	"
1.4 Historia de la Topografía en México	3	"
2. TEORIA DE LA MEDICION Y LOS ERRORES	5	AHM
2.1 Las Mediciones en General	5	"
2.1.1 Cifras significativas	6	"
2.1.2 Redondeo de números	6	"
2.1.3 Métodos de cálculo	7	"
2.2 Tipos de Mediciones que se Realizan en Topografía	8	"
2.2.1 Mediciones directas	8	"
2.2.2 Mediciones indirectas	8	"
2.3 Errores en las Medidas	12	"
2.3.1 Clases de errores en las medidas	12	"
2.3.2 Tipos de errores	14	"
2.3.3 Magnitud de los errores	14	"
2.3.4 Minimización de los errores	14	"
2.3.5 Errores aleatorios	15	"
2.3.5.1 Alcance de la probabilidad	15	"
2.3.5.2 Ley de probabilidad	19	"
2.3.5.3 Distribución normal	19	"
2.3.5.4 El valor más probable	26	"
2.3.5.5 Medidas de precisión	26	"
2.3.5.5.1 Interpretación de la desviación estándar	26	"
2.3.5.6 Los errores al 50, 90 y 95%	31	"
2.3.6 Propagación de errores	33	"
3. MEDICION ELECTRONICA DE DISTANCIAS	36	"
3.1 Introducción	36	"
3.2 Principio de Funcionamiento de los Instrumentos EN	36	"
3.3 Clasificación de los Distanciómetros	44	"
3.3.1 Distanciómetros electro ópticos	44	"
3.3.2 Distanciómetros de microondas	46	"
3.3.3 Distanciómetros de ondas largas	46	"

3.4 Errores en la Medición con Distanciómetros		48	AHA
3.5 Reducción de Distancias al Horizonte	2	53	"
4. EL TEODOLITO		55	MRI
4.1 Características		55	"
4.1.1 Nivel tubular de burbuja		55	"
4.1.2 Anteojo		58	"
4.2. Clasificación de los Teodolitos		64	"
4.2.1 Teodolitos repetidores		66	"
4.2.1.1 Medición angular		66	"
4.2.2 Teodolitos de direcciones		67	"
4.2.2.1 Medición de ángulos		67	"
4.3 Manipulación y centrado		69	"
4.4 Fuentes de Error en la Medición de Ángulos		70	"
4.4.1 Errores instrumentales		70	"
4.4.2 Errores naturales		74	"
4.4.3 Errores personales		74	"
4.4.4 Equivocaciones		75	"
5. POLIGONALES		76	MRI
5.1 Definición y Aplicaciones		76	"
5.1.1 Poligonales cerradas		76	"
5.1.2 Poligonal abierta geométrica y cerrada analíticamente		76	"
5.1.3 Poligonal abierta geométrica y analíticamente		76	"
5.2 Métodos de Observación		76	"
5.2.1 Medición de longitudes		76	"
5.2.2 Medición angular		76	"
5.2.3 Causas de error y equivocaciones		79	"
5.3 Anteproyecto		79	"
5.4 Selección de Estaciones		79	"
5.5 Cálculo de Poligonales		80	"
5.5.1 Proyecciones ortogonales		80	"
5.5.2 Condición de cierre		80	"
5.5.3 Métodos de compensación		83	"
5.5.3.1 Compensación angular		83	"
5.5.3.1.1 Método arbitrario		83	"

5.5.3.1.2 Distribución lineal	83	MRI
5.5.3.1.3 Ajuste riguroso	84	"
5.3.3.2 Compensación lineal	84	"
5.3.3.2.1 Método arbitrario	84	"
5.3.3.2.2 Método del tránsito	84	"
5.3.3.2.3 Método de la brújula o de Bowditch	86	"
5.3.3.2.4 Método de Crandall	86	"
5.3.3.2.5 Método de mínimos cuadrados	86	"
5.5.4 Cálculo por dispositivos electrónicos	86	A4A)
5.5.5 Causas de error en el cálculo	92	"
5.5.6 Cálculo de áreas	93	"
5.5.6.1 Productos cruzados	93	"
5.5.6.2 Dobles distancias meridianas	93	"
5.5.6.3 Dobles distancias paralelas	93	"
5.5.6.4 Planímetros	93	"
5.5.6.5 Causas de error	97	"

Segunda parte

1. INTRODUCCION A LA ALTIMETRIA	99	MRI
1.1 Generalidades	99	"
1.2 Efectos de la curvatura Terrestre y la Refracción Atmosférica	99	"
2. APARATOS EMPLEADOS EN NIVELACION	108	"
2.1 Equipo Menor	108	"
2.1.1 Sapos	108	"
2.1.2 Miras o estadales	108	"
2.1.3 Trípodes	108	"
2.1.4 Conservación y manejo del equipo	108	"
2.2 Niveles	110	"
2.2.1 Nivel fijo	110	"
2.2.2 Nivel basculante	110	"
2.2.3 Niveles automáticos	110	"
2.2.4 Ajuste instrumental	114	"
2.3 Procedimientos Operacionales	114	"
2.3.1 Transporte y colocación del equipo	114	"

2.3.2 Obligaciones de los estacioneros	114 MRI
3. NIVELACION GEOMETRICA	117 MPT
3.1 Nivelación Diferencial	117 "
3.2 Nivelación de Perfiles	117 "
3.3 Nivelación de Terrenos	121 AHN
3.3.1 Curvas de nivel	121 "
3.4 Nivelación de Detalles	121 "
3.5 Causas de Error	121 "
3.5.1 Errores instrumentales	141 "
3.5.2 Errores naturales	141 "
3.5.3 Errores personales	141 "
4. NIVELACION TRIGONOMETRICA	142 AHN
4.1 Concepto General	142 "
4.2 Observaciones Recíprocas	142 "
4.3 Observaciones no Recíprocas	144 "
4.4 Correcciones a las Observaciones	144 "
4.4.1 Corrección por altura de la señal y del instrumento	144 "
4.4.2 Corrección por curvatura terrestre	146 "
4.4.3 Corrección por refracción	146 "
4.5 Cálculo de Desniveles	146 "
4.6 Causas de Error	152 "
5. CALCULO Y AJUSTE DE NIVELACIONES	153 MRI
5.1 Cálculo y Ajuste de líneas	153 "
5.2 Cálculo y Ajuste de circuitos	153 "
5.3 Cálculo y Ajuste de redes	158 "
5.4 Cálculo por dispositivos electrónicos	162 AHN
5.5 Causas de Error en el cálculo	166 "

## 1. INTRODUCCION

### 1.1 Definición de Topografía

Desde un punto de vista generalizado, la Topografía puede definirse como la disciplina que tiene bajo su responsabilidad la captación de información física y su procesamiento numérico, para lograr la representación geométrica ya sea en forma gráfica o analítica del espacio físico que nos rodea.

### 1.2 Importancia de la Topografía en la Sociedad

Es fácil imaginar que el Hombre, desde su inicio, ha requerido conocer tanto cualitativa como cuantitativamente el entorno en que se desarrolla, ya que por necesidad de carácter vital está en estrecha interrelación con los elementos que este entorno contiene, pues to que de él obtiene sus satisfactores, los cuales son cada vez más difíciles de conseguir dado el crecimiento poblacional y la consiguiente disminución de recursos explotables.

Así, mientras que en épocas remotas sus necesidades de conocimiento territorial se limitaban a espacios reducidos para efectos de lograr sus satisfactores, en virtud de la abundancia de recursos y la escasa población, en la actualidad la situación se invierte ya que cada vez la población crece y su entorno, la Tierra, no es expandible.

Aspectos como son la comunicación, se establecían en forma directa y no se hacían necesarias grandes obras como las que actualmente se requieren; las necesidades de explotación de recursos naturales han crecido alarmantemente con serios riesgos de agotarlos si no se establecen los controles y las sustituciones necesarias, los cuales no se pueden dar si se desconoce la magnitud en que dicha explotación se presenta; la dotación de servicios, sobre todo en medianas y grandes concentraciones humanas, entraña un complejo conocimiento de la distribución espacial de los suministros, los conductos para hacerlos llegar a los usuarios a los cuales se dirigen dichos servicios.

En áreas urbanas, problemas que toman una gran magnitud desde el punto de vista espacial son:

- Hacer llegar de manera suficiente y oportuna los alimentos desde donde se producen o procesan hasta los centros de distribución o consumo, para lo que se requieren redes eficientes de sistemas de comunicación como son carreteras, vías férreas, puentes, etc.
- Construir habitaciones, calles, avenidas, centros de recreo, etc.
- Dotar a los habitantes de servicios tales como: agua, luz, drenaje, redes de telefonía, entre tantos otros, que a su vez requieren de la construcción de presas, canales, ductos, tuneles, líneas de transmisión, etc.
- Otro gran problema es el relacionado con aspectos de la propiedad inmueble, para fines de asegurar la tenencia de la tie

rra y las correspondientes contribuciones fiscales, que toma una gran relevancia en las grandes ciudades donde el valor del terreno es sumamente alto.

En el medio rural no es menos importante el conocimiento del espacio físico, ya que si bien la dotación de servicios puede ser menos compleja, es necesario conocer óptimamente la distribución y cantidad de territorios aprovechables en función de que es de ellas de donde se obtienen la mayoría de los alimentos y materias primas necesarias para los procesos industriales que, finalmente son para el bienestar humano.

Las áreas marítimas son importantísimas fuentes de abastecimiento de múltiples productos, a las que se están dirigiendo grandes esfuerzos, que no serían bien aprovechados de no tener confiables descripciones topográficas de los espacios factibles de aprovechamiento.

Tomense éstos sólo como algunos ejemplos no suficientemente explicados, pero seguramente bien comprendidos de porque la sociedad actual, y principalmente quienes planean, construyen o mantienen la infraestructura para el aprovechamiento de los recursos o controlan su explotación, están interrelacionados con la descripción topográfica de nuestro entorno, la Tierra, el País, el Estado, Municipio o aquél de interés particular para cierto grupo humano.

Esta situación obliga a todos los involucrados en la disciplina de la Topografía a mantenerse actualizados, a fin de colaborar eficaz y eficientemente en el cumplimiento de su responsabilidad al desarrollo de nuestro País.

### 1.3 Tipos de Levantamientos Topográficos

Por cuanto toca a sus objetivos, los levantamientos topográficos pueden clasificarse en:

- Levantamientos de propiedades, que involucran trabajos como: determinación de linderos, derechos de vía o adquisición de datos para elaborar planos oficiales o en la subdivisión de tierras.
- Levantamientos catastrales, con objeto de registro y control de la tenencia de la tierra.
- Levantamientos de construcción, en los que se involucran obras como fraccionamientos, carreteras, vías férreas, canales, ductos y líneas de transmisión.
- Levantamientos subterráneos, indispensables en la explotación minera y en la construcción de túneles y lumbreras.
- Levantamientos de apoyo terrestre para fotogrametría, que dan la expresión escalar a las fotografías aéreas tomadas con fines métricos.
- Levantamientos hidrográficos, los cuales comprenden las operaciones requeridas para obtener la información topográfica de cuerpos de agua y valorar factores que afectan la navegación y otros aprovechamientos hidráulicos.

El levantamiento topográfico más "típico" es aquel que se efectúa

tua para usos múltiples y que tiene como objetivo la representación en un plano de detalles planimétricos y altimétricos, y que pudiera ser resultado o usarse conjuntamente con algunos o todos los tipos de levantamientos.

#### 1.4 Historia de la Topografía en México

Resultaría ciertamente difícil realizar una reseña, aunque esta fuese breve de las actividades estrictamente topográficas en nuestro País, ya que en épocas pasadas no existía una diferencia absoluta entre trabajos geodésicos, cartográficos, topográficos y geográficos, por lo cual en estas notas, a manera de ilustrativa se tratarán conjuntamente los hechos relevantes de estas disciplinas.

Sin lugar a dudas, la actividad topográfica en México se remonta a la era prehispánica y prueba de ello lo constituyen la disposición geométrica de Ciudades como Teotihuacán, Chichen Itza, Palenque y muchas otras que demuestran los conocimientos de nuestros antepasados en la materia.

Desde la Conquista, fue levantado el primer plano de la Ciudad de México por Alonso García Bravo y Bernardino Vázquez Tápia auxiliándose por 2 aztecas. El segundo plano fue elaborado por Juan Gómez de la T en 1628.

En 1611 Alonso Arias realizó medidas de la longitud desde la laguna de Texcoco hasta el llamado Salto del Rio Tula para efectuar el desagüe del Valle de México.

Trabajos posteriores de alta relevancia son los realizados por Carlos de Sigüenza y Góngora y José Antonio Alzáte y Ramírez, los cuales dieron origen al Nuevo Mapa Geográfico de Norteamérica.

No pueden dejar de mencionarse los trabajos realizados por Joaquín Velázquez de León, de los cuales sobresalen la Carta Geográfica de Nueva Galicia, Nueva Vizcaya, Sonora, Sinaloa y California y evidentemente los trabajos de triangulaciones y nivelaciones del Valle de México, los cuales fueron después utilizados por Luis Martín para el Mapa del Valle de México y de las Montañas que lo Rodean, así como mencionados por Alejandro Von Humbolt en el Atlas Geográfico y los Ensayos Políticos en el Reino de la Nueva España publicado en París en 1811.

Después del periodo Independiente hubo bastante actividad topográfica y geodésica, de entre los que sobresale la compilación realizada por Antonio García Cubas, la cual dio por resultado el Atlas Estadístico e Histórico de la República Mexicana, publicado en 1856 por el Ministro de Economía y Obras Públicas. En 1869 se levantó el primer plano de la Ciudad de México de la Epoca Independiente y en 1880, el segundo.

El Ingeniero y Geógrafo Francisco Díaz Covarrubias proporciono apoyo geodésico a la Carta Hidrográfica del Valle de México.

En 1872 la Comisión Geográfica Exploradora estableció posicionamiento por métodos astronómicos en lugares importantes de la República Mexicana.

A partir de 1899 se inició un periodo dinámico en esta actividad, pues mientras se formaba la Comisión Geodésica Mexicana, bajo la cual quedaba la responsabilidad de los trabajos gravimétricos y



de posicionamiento horizontal y vertical del País, en el Distrito - Federal se implementaba un Sistema Catastral formado por redes trigonométricas de cuatro ordenes, líneas de poligonación, de nivelación y elaboración de planos para usos múltiples.

8

En este mismo año se realizaron poligonales en Correo Mayor, - Delegación Guadalupe Hidalgo en 1900, Arcaputzalco en 1901, Av. Central y Av. Dos en 1902, en la Calzada de Niño Perdido en 1906 y Delegación Tlalpan en 1907.

En 1905 la Dirección General de Catastro del D.F. dictaminó - las instrucciones para las operaciones topográficas.

Desde principios del presente siglo, diversas dependencias gubernamentales desarrollaron una fuerte actividad topográfica, geodésica y cartográfica, generalmente dirigida a la solución de problemas específicos que caían dentro de sus áreas de responsabilidad.

Un intento de uniformizar los trabajos topográficos se dió al - crear en 1925 el Consejo Gubernamental de la República de Estudios Topográficos, cuyo propósito era establecer normas y especificaciones para los estudios y coordinar los diversos proyectos.

Otros organismos que en diferentes épocas han desarrollado importantes trabajos han sido el Comité Coordinador de Estudios Geográficos de la República, la Comisión Coordinadora Intersecretarial de Estudios, el Departamento Cartográfico Militar, el Departamento de Estudios Geográficos y Climatológicos que derivó en la que anteriormente se llamó Dirección de Geografía y Meteorología.

En 1968 la Dirección de Estudios del Territorio Nacional y - Planeación, uno de cuyos objetivos principales era producir la Carta Topográfica de la República Mexicana escala 1:50000 con información altimétrica mediante curvas de nivel cada 10 m.

Actualmente, el INEGI es la institución oficial responsable de normar el funcionamiento del Sistema Nacional de Información Geográfica, promover la integración y el desarrollo del Sistema Nacional de Información Geográfica, establecer las políticas, normas y técnicas para uniformizar la información geográfica del País, efectuar trabajos cartográficos y geodésicos diversos, entre otras actividades que la Ley le confiere.

Muchas son las instituciones públicas y privadas que actualmente desarrollan trabajos de carácter topográficos, geodésico, cartográfico y geográfico y difícil sería ennumerarlas, pero valga esta breve reseña para demostrar la vasta tradición que en la materia se ha desarrollado en nuestro País, resultante del esfuerzo permanente de actualizar la información que describe gráficamente nuestro entorno, para el mejor aprovechamiento de los recursos que han de dar satisfactores a nuestras necesidades crecientes.

Es obligación nuestra y de generaciones de profesionistas involucrados por venir, mantenernos permanentemente actualizados en todo lo que apoye estas actividades, a fin de disponer siempre de la información confiable, veraz y oportuna que sirva a los planificadores del desarrollo nacional en la toma de decisiones adecuadas; y - que la información que nosotros aportamos profesionalmente, impulse verdaderamente este desarrollo.

## 2. TEORIA DE LA MEDICION Y LOS ERRORES

### 2.1 Las mediciones en General

La palabra medir es un verbo transitivo que proviene del latín metiri. Esta acción consiste en comparar una cantidad con sus respectivas unidades, con el fin de averiguar cuantas veces la primera contiene a la segunda. Así pues se necesita una escala de comparación. Casi todos los países del mundo emplean el Sistema Internacional de Unidades (SI), el cual se basa en el Sistema Métrico Decimal.

Las unidades más usadas en el ámbito de la Topografía son las de longitud, áreas, volúmenes y angulares. La unidad de longitud empleada en el SI es el metro (m). Originalmente se definió como la diezmilésima parte de un cuadrante terrestre, representada por dos marcas en una barra metálica hecha de una aleación de 90% de platino y 10% de iridio bajo ciertas condiciones físicas. Dado que existe cierto riesgo de inestabilidad en la barra patron de metal, en octubre de 1960, en la Conferencia General de Pesas y Medidas, se adoptó una nueva definición del metro, en la actualidad tenemos que el metro es igual a la longitud de 1'650,763.73 ondas de la luz rojo naranja producida por la combustión del elemento cripton 86. La nueva definición permite a la industria manufacturar instrumentos de medición confiables sin tener que recurrir a la barra patron para comparar los dispositivos (p.e. cintas). En las unidades de área el SI define al metro cuadrado ( $m^2$ ) como el área de la superficie contenida en un cuadrado de 1 m por 1 m, generalmente en Topografía se emplea la hectárea (Ha) equivalente a 10,000  $m^2$ . En cuanto a la unidad de volumen el SI define el metro cúbico ( $m^3$ ) como el volumen contenido en un cubo de 1 m por lado. La unidad angular definida por el SI para ángulos planos es el radian (rad) igual al ángulo central subtendido por un arco de circunferencia de longitud igual al radio. Los grados, minutos y segundos sexagesimales son unidades permitidas en el SI para medir ángulos planos. Obviamente  $2 \text{ rad} = 360^\circ$ ,  $1 \text{ rad} = 57^\circ 17' 44''$ . En algunos países se emplean grados centesimales para subdividir a la circunferencia, así tenemos que  $2\pi \text{ rad} = 400^g$ ,  $1^g = 100^\circ$  y  $1^c = 100^{cc}$ .

En muchas ocasiones se piensa en el acto de medir como un hecho unitario, pero esta acción es la integración de una serie de operaciones diferenciales, que incluyen aspectos como el centrado, la puntería, la comparación, el ajuste y la lectura, por citar algunas. Para que con todas estas, se logre una cantidad numérica que representa la medida buscada.

Si consideramos, por ejemplo, la tarea relativamente simple de medir la distancia entre dos puntos apartados unos 20 m, con una cinta de acero de 30 m, tendremos las siguientes acciones diferenciales:

- 1) Los cadeneros trasero y delantero toman sus posiciones cerca de sus respectivas estaciones, sosteniendo la cinta sobre el terreno y aproximadamente en línea con las estaciones.
- 2) El cadenero trasero suspende su plomada sobre la cinta, ajustando y deteniendo el cordel sobre la marca de 0 m.
- 3) El cadenero trasero centra su plomada sobre la estación.
- 4) El cadenero delantero suspende su plomada sobre la cinta,

con el cordel de la plomada cercano a la marca de 20 m.

5) Los dos cadeneros aplican tensión a la cinta.

10

6) El cadenero delantero hace puntería centrando la plomada sobre la estación.

7) El cadenero delantero hace la lectura.

Después de estos 7 pasos, que cada uno se puede dividir en otros tantos, se obtiene la medida buscada. Para algunos propósitos - el valor conseguido en el paso (7) puede ser satisfactorio; para otros, este valor deberá ser corregido por factores meteorológicos, tensión, catenaria, etc. El grado de refinamiento de los datos observados, menor apreciación, se conoce como resolución.

Con el advenimiento de las computadoras electrónicas, se ha desarrollado el preanálisis de medidas topográficas, que es una técnica que permite evaluar las componentes de una medición y así elaborar los proyectos de medición, estableciéndose la cantidad de medidas - que se deben hacer, las tolerancias aceptables en las medidas, la selección del instrumento adecuado y los procedimientos de medición.

### 2.1.1 Cifras significativas

Al registrarse medidas, una indicación de la exactitud lograda es el número de dígitos (cifras significativas) que se anotan. Por definición el número de cifras significativas en cualquier cantidad, son todos los dígitos positivos (verdaderos) más uno que es estimativo (dudoso) y por lo tanto cuestionable. Si en la cantidad 37.824 los tres primeros dígitos son verdaderos y los dos últimos dudosos, esa cantidad se debe expresar en cuatro cifras significativas, por lo tanto será 37.82.

El número de cifras significativas en una cantidad directamente medida no es difícil de determinar, esencialmente depende de la cuenta menor del instrumento empleado (resolución). Por ejemplo, si se mide una distancia con una cinta graduada al centímetro con estimación al milímetro, y la lectura tomada es 462.513 m, tiene seis - cifras significativas, 462.61 son exactas y 0.003 es estimada.

### 2.1.2 Redondeo de números

Redondear un número es el proceso de suprimir uno o más dígitos para que la respuesta solo contenga aquellos que sean significativos o necesarios en cálculos subsecuentes. El error mínimo en el proceso de redondeo se consigue aplicando las siguientes reglas:

i) Si se requieren K cifras significativas, se descartan todos los dígitos a la derecha del dígito K+1.

ii) Se examina el dígito K+1.

a) Si está entre 0 y 4 se descarta; por ejemplo 12.24421 - redondeado a 4 cifras significativas será 12.24.

b) Si está entre 6 y 9 se descarta y se incrementa el dígito K en 1; por ejemplo 1.376 redondeado a 3 cifras significativas será 1.38.

c) si es 5 y K es par se descarta; por ejemplo 12.345 re--

dondeado a 4 cifras significativas será 12.34.

- d) Si es 5 y K es non se descarta y se incrementa el dígito K en 1; por ejemplo 12.3435 redondeado a 5 cifras significativas será 12.244.

### 2.1.3 Métodos de cálculo

11

En las cantidades determinadas a partir de cálculo, el número de cifras significativas no es un proceso tan elemental de establecer como en el caso de las mediciones determinadas directamente. Existen algunas reglas generales que se pueden aplicar a estas cantidades. Las dos reglas más importantes son para las operaciones aritméticas de adición (o sustracción) y multiplicación (o división).

En el proceso de adición, en la suma final se deben de tomar el número de cifras significativas que incluya el valor que tenga el menor número de decimales. Por ejemplo en la suma

$$\begin{array}{r} 165.21 \\ 49.7 \\ 65.495 \\ \hline 2.2167 \\ \hline 228.6217 \end{array}$$

se deberán tomar cuatro cifras significativas ya que en la cantidad 49.7 el valor 0.7 es estimado, y así el valor de la suma será 228.6

Para la multiplicación, el número de cifras significativas en el producto deberá ser igual al número de cifras significativas del término que tenga el menor número de ellas, los valores constantes no se deben considerar en el proceso, así por ejemplo en

$$2.15 \times 11.1234 = 23.91531$$

se deben tomar 3 cifras significativas (2.15) y por lo tanto el producto será igual a 23.9.

Con mucha frecuencia se confunde el número de cifras significativas con el número de decimales en un valor. En ocasiones puede tener que usarse cifras decimales para conservar el número correcto de cifras significativas, pero los decimales no indican por sí mismos las cifras significativas.

En Topografía se encuentran 4 tipos de problemas relacionados con cifras significativas:

- 1) las medidas de campo se presentan con un número específico de cifras significativas, con lo cual se indica el número correspondiente que debe tener un valor calculado en base a ellas. Para evitar problemas es recomendable llevar por lo menos un dígito más de los que se necesitan, y al terminar los cálculos redondear el resultado al número correcto de cifras significativas. Si se usan logaritmos o funciones trigonométricas, debe tenerse siempre una cifra más que el número de cifras significativas que se desean tener en la respuesta.
- 2) Puede haber un número implícito de cifras significativas. Por ejemplo, la longitud de un predio puede estar especifi-

cado como de 100 m. Pero al delimitar el predio, tal distancia se medirá al centésimo de metro más próximo y no al medio metro más cercano.

12

- 3) Cada factor puede no ocasionar una variación igual. Por ejemplo, si se va a corregir una cinta de acero de 30.00 m de longitud por un cambio de temperatura de 10 C, uno de estos números tiene cuatro cifras significativas mientras que el otro solo tiene dos. La variación de 10 C en la temperatura cambia la longitud de la cinta en 0.002 m. Por lo tanto, para este tipo de cálculos si se justifica una longitud corregida de la cinta expresada en cinco cifras significativas.
- 4) En los cálculos con calculadoras y computadoras se obtienen más dígitos que el número de cifras significativas requeridas, de además que las cantidades se ven afectadas por errores de truncamiento y redondeo.

## 2.2 Tipos de Mediciones que se Realizan en Topografía

Como es claro de los incisos anteriores, la materia prima de la Topografía son las mediciones. Independientemente de cual sea la finalidad de los trabajos topográficos, en ellos se realizan cinco tipos de mediciones:

- 1) distancias horizontales,
- 2) distancias verticales,
- 3) distancias inclinadas,
- 4) ángulos horizontales y
- 5) ángulos verticales.

Las cuales se pueden determinar directa o indirectamente. En la Figura 2.1 se ilustran los cinco tipos de mediciones.

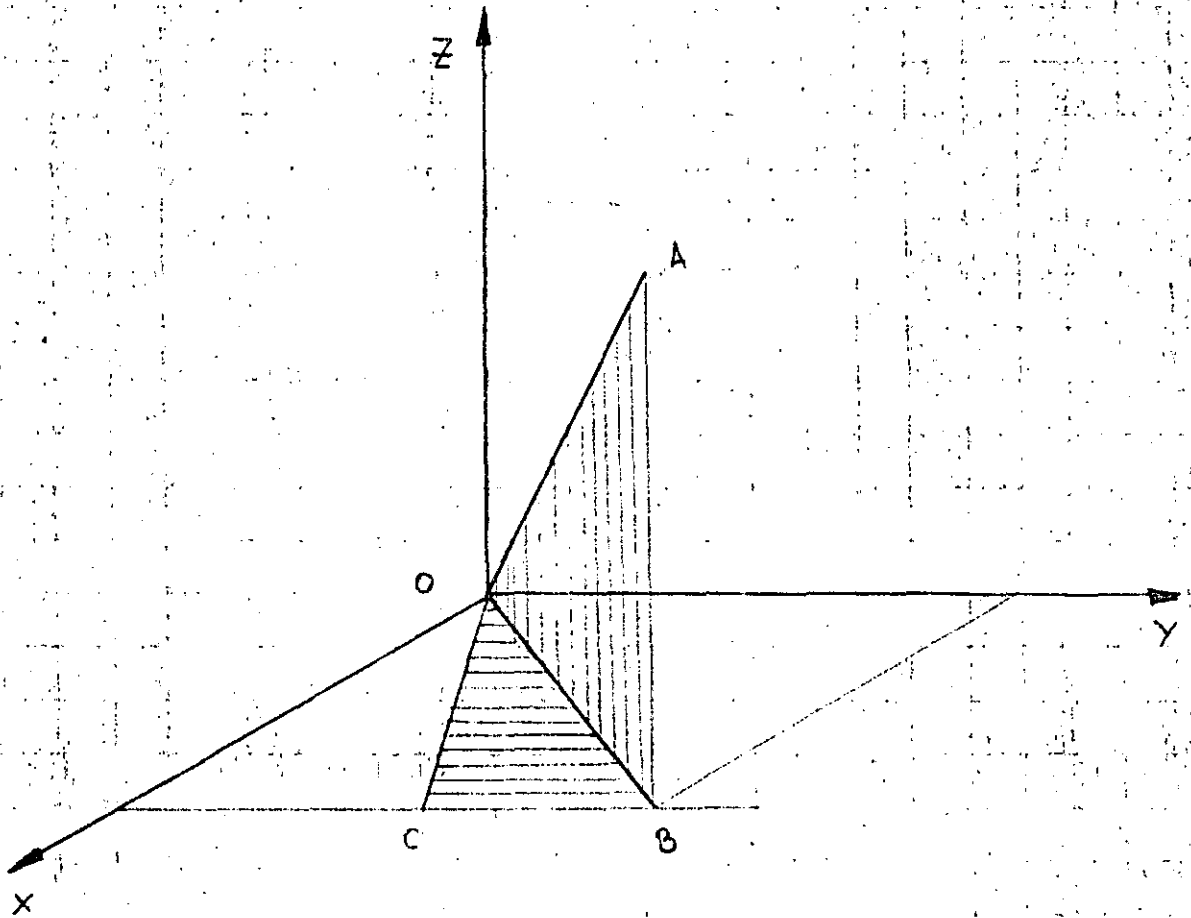
### 2.2.1 Mediciones directas

Cuando el observador puede comparar directamente el instrumento de medición contra el fenómeno a medir, se dice que obtiene mediciones directas. Véase la Figura 2.2.

### 2.2.2 Mediciones indirectas

Cuando la magnitud física de un objeto no puede determinarse aplicando los instrumentos de medición directamente sobre él, se efectúa una medición indirecta. Por lo tanto, se determina el valor buscado por medio de una relación con algún otro valor conocido. Por ejemplo, si se desea conocer la altura de una torre (Figura 2.3), esta se puede determinar midiendo la longitud de una línea y los ángulos verticales de los extremos, con estos valores y las fórmulas clásicas de la trigonometría fácilmente puede ser deducida la altura.

En la práctica de la Topografía Moderna, todas las mediciones de distancias se realizan por métodos indirectos, ya que los distancímetros electrónicos comparan un patrón, cantidad conocida, contra el tiempo que tarda una señal en ser reflejada y aplicando rela



$\widehat{AOB}$  : ángulo vertical  
 $\widehat{BOC}$  : ángulo horizontal  
 $\overline{OA}$  : distancia inclinada  
 $\overline{AB}$  : distancia vertical  
 $\overline{OB}$  : distancia horizontal

FIG 2.1 MEDICIONES QUE SE REALIZAN EN TOPOGRAFIA



FIG 2.2. MEDICION DIRECTA

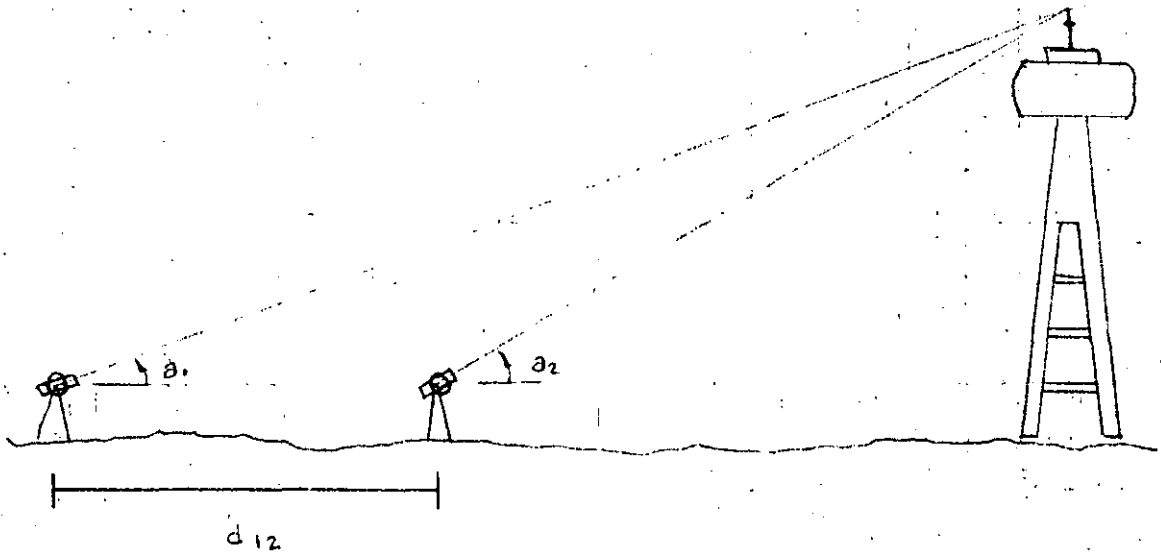


FIGURA 2.3 MEDICION INDIRECTA



ciones matemáticas, se determina la distancia. Estos conceptos serán presentados con mayor detalle en el capítulo [3].

## 2.3 Errores en las Medidas

18

Puede establecerse incondicionalmente que:

- 1) ninguna medida es exacta.
- 2) toda medida contiene errores.
- 3) nunca se puede conocer el valor verdadero de una dimensión, y por lo tanto
- 4) el error exacto que hay en una medida siempre será desconocido.

Estos hechos se demuestran con el ejemplo siguiente:

Cuando se mide una distancia con una cinta graduada al decímetro, la distancia solo podrá apreciarse hasta el medio decímetro dada la resolución de la cinta. Si disponemos de una cinta graduada al centímetro de igual forma solo se puede apreciar al medio centímetro, lograndose un valor diferente; y así sucesivamente (Figura - 2.4).

Las equivocaciones, errores gruesos, ocurren por una mala comprensión del problema, por descuido o por un criterio deficiente. Las equivocaciones se detectan mediante la comprobación sistemática de todo trabajo y se eliminan rehaciendo parte del mismo o bien todo él.

Las equivocaciones pequeñas son difíciles de detectar y se deben tratar como errores.

### 2.3.1 Clases de errores en las medidas

En las mediciones aparecen tres clases de errores:

- 1) Errores naturales.
- 2) Errores instrumentales.
- 3) Errores personales.

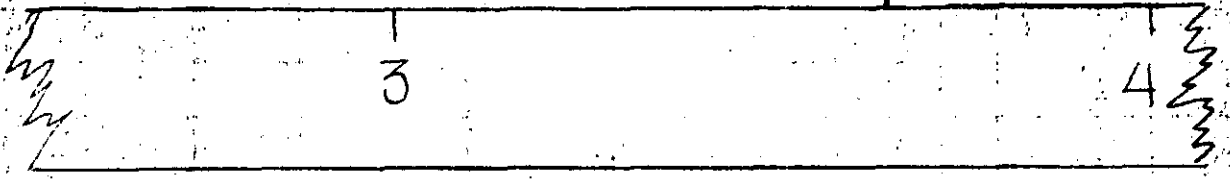
Los errores naturales, son todos aquellos imputables a los cambios ambientales, que producen variaciones en las condiciones físicas en las que fue calibrado un instrumento o que no permiten el correcto manejo del mismo.

Los errores instrumentales resultan de cualquier imperfección en la fabricación, ensamble y ajuste de los instrumentos, así como del movimiento de sus partes.

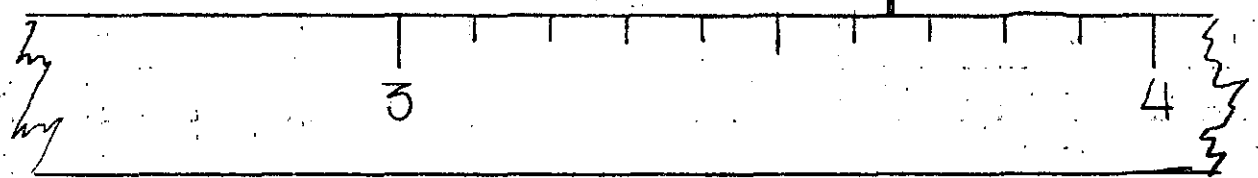
Por último los errores personales son ocasionados por las limitaciones de los sentidos, o por condiciones físicas de la persona encargada de hacer las observaciones.

Cabe hacer mención que estos tres errores se pueden presentar juntos o separados, al efectuarse las mediciones.

lectura: 3.5



lectura: 3.65



lectura: 3.625

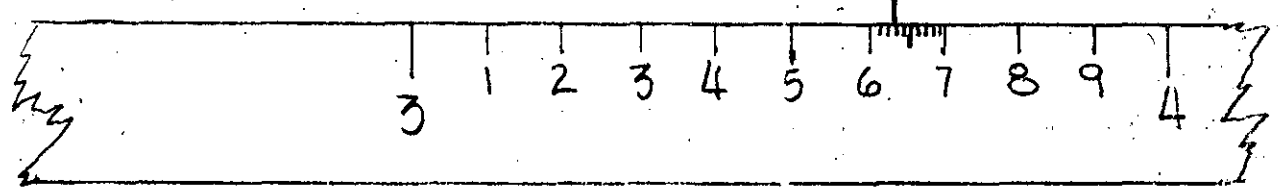


FIGURA 2.4 RESOLUCION DE LAS MEDIDAS

## 2.3.2 Tipos de errores

Los errores que contienen las medidas son de dos tipos:

- 1) Errores sistemáticos.
- 2) Errores accidentales.

18

Los errores sistemáticos, también conocidos como errores acumulativos, se comportan de acuerdo a leyes físicas susceptibles de ser modelados matemáticamente, por lo que su magnitud puede calcularse y su efecto eliminarse.

Los errores accidentales son los que quedan después de haberse eliminado las equivocaciones y los errores sistemáticos. Son ocasionados por factores que quedan fuera del control del observador, obedecen a las leyes de la probabilidad y se conocen también con el nombre de errores aleatorios. Por su carácter de aleatorios, siempre están presentes y su efecto no puede ser eliminado.

La magnitud y los signos algebraicos de los errores aleatorios dependen por completo del azar y no hay forma alguna de calcularse, a estos errores también se les llama compensatorios, ya que tienen la misma oportunidad de tener signo positivo o negativo.

## 2.3.3 Magnitud de los errores

La diferencia entre dos valores medidos de una misma cantidad o la diferencia entre el valor medido y el valor conocido de esa misma cantidad recibe el nombre de discrepancia, la cual si es pequeña sólo indica que los errores aleatorios son pequeños y que no existe ninguna equivocación gruesa. Lo anterior no revela la magnitud de los errores aleatorios, por que como se puntualizó en el inciso [2.1] la acción de medir no es un acto unitario, sino la integración de una serie de operaciones diferenciales, con lo que el error en la medida es la suma de una serie de errores aleatorios que intervienen a lo largo de todo el proceso de medir.

La precisión es el grado de posibilidad de repetición entre varias medidas de la misma cantidad, y se basa en el refinamiento de las mediciones y en el tamaño de las discrepancias. El grado de precisión alcanzable depende de la sensibilidad del equipo y la destreza del observador. Una serie de observaciones pueden ser precisas sin ser exactas. Por ejemplo, si se midió una distancia con una cinta de 30 m, la cual está mal graduada y en realidad mide 31 m, todas las distancias serán sistemáticamente mayores, si las discrepancias son pequeñas, la medición será precisa pero nunca exacta.

## 2.3.4 Minimización de los errores

Como se indicó en el inciso [2.3.3] la magnitud de los errores aleatorios no se puede determinar. En el caso de los errores gruesos o equivocaciones sólo se pueden eliminar si se descubren, esto se logra haciendo varias determinaciones de las cantidades medidas y aplicando una metodología que permita aislarlas.

Cuando se detecta una equivocación, generalmente es mejor repetir la medición. Sin embargo, si se dispone de un número suficiente de medidas de la cantidad que si están de acuerdo entre si, puede descartarse el resultado que sea divergente. Debe considerarse el efecto que ocasionaría el valor anómalo antes de descartarlo. Raras

veces es conveniente cambiar un número registrado, aunque parezca -  
provenir de una simple transposición de cifras.

Los errores sistemáticos pueden calcularse y es posible corre-  
gir las observaciones apropiadamente, o bien, usar un procedimiento  
de campo que elimine automáticamente estos errores.

Así pues, una vez detectadas las equivocaciones y los errores  
sistemáticos sólo quedan los errores aleatorios, los cuales se de-  
ben tratar con métodos estadísticos.

### 2.3.5 Errores aleatorios

Cuando se hacen mediciones físicas, es necesario registrar o  
anotar valores leídos en escalas, carátulas, calibradores o disposi-  
tivos semejantes. es característico de una medición el que no se  
pueda hacer exactamente, y que por lo tanto siempre contenga un  
error aleatorio. El tamaño de ese error puede reducirse por refina-  
miento del equipo empleado y de los procedimientos aplicados.

Por conveniencia, se usará en el resto de este capítulo la pa-  
labra error para referirse únicamente a los errores aleatorios.

#### 2.3.5.1 Alcance de la probabilidad

En el inciso [2.3.2] se mencionó que los errores son goberna-  
dos por los principios de la probabilidad.

Para exponer el principio de como ocurren los errores, suponga  
se que se realiza una medición de una distancia de 10.46 m con una  
escala en la que se puede estimar una lectura al centésimo, y que  
es correcta en  $\pm 0.05$  m. En este caso, el valor real de la medida es  
ta comprendido entre 10.41 y 10.51. En consecuencia, hay 11 posibi-  
lidades para la respuesta correcta. La probabilidad de cualquier res-  
puesta sea la correcta es de  $1/11$  o 0.0909.

Considerese una línea que requiere que se hagan dos medidas  
con esta escala, teniendo cada una el mismo error posible. La res-  
puesta, que es la suma de dos medidas, puede ser cualquier par de  
las 11 posibilidades para cada medición separada, teniendo todas i-  
gual probabilidad de ser correctas. Si un evento puede ocurrir de  $n$   
maneras y otro de  $r$  formas, los dos eventos pueden ocurrir de  $nr$   
formas. En las condiciones supuestas hay 121 posibilidades. La dife-  
rencia entre la suma de las dos medidas y el valor real estará com-  
prendida entre  $-0.10$  y  $+0.10$ . Solo un par de valores posibles pue-  
den dar la diferencia  $-0.10$ , para el error de  $-0.09$  de dos formas,  
continuado el análisis se llega a la Tabla 2.1.

Haciendo el análisis para tres medidas con una amplitud de  
 $-0.15$  y  $+0.15$ , se tienen 1331 posibilidades. En la Tabla 2.2 se pre-  
senta el desarrollo para este caso.

Graficando los valores de las columnas 1 y 3 de la Tabla 2.2  
(Figura 2.5), se obtiene la distribución de los errores. Uniendo  
los centro de cada barra se obtiene la curva de probabilidades. La  
forma acampanada de esta curva es características de los errores  
con distribución normal, y por ello se le denomina a menudo curva  
normal de distribución de errores. En estadística se le conoce como  
curva normal de densidad, por que muestra las densidades de los  
errores de diversas magnitudes.

Valor del error	Número de posibilidades	Probabilidad
$\pm 0.10$	2	0.0083
$\pm 0.09$	4	0.0165
$\pm 0.08$	6	0.0248
$\pm 0.07$	8	0.0330
$\pm 0.06$	10	0.0413
$\pm 0.05$	12	0.0496
$\pm 0.04$	14	0.0578
$\pm 0.03$	16	0.0661
$\pm 0.02$	18	0.0744
$\pm 0.01$	20	0.0826
$\pm 0.00$	11	0.0909

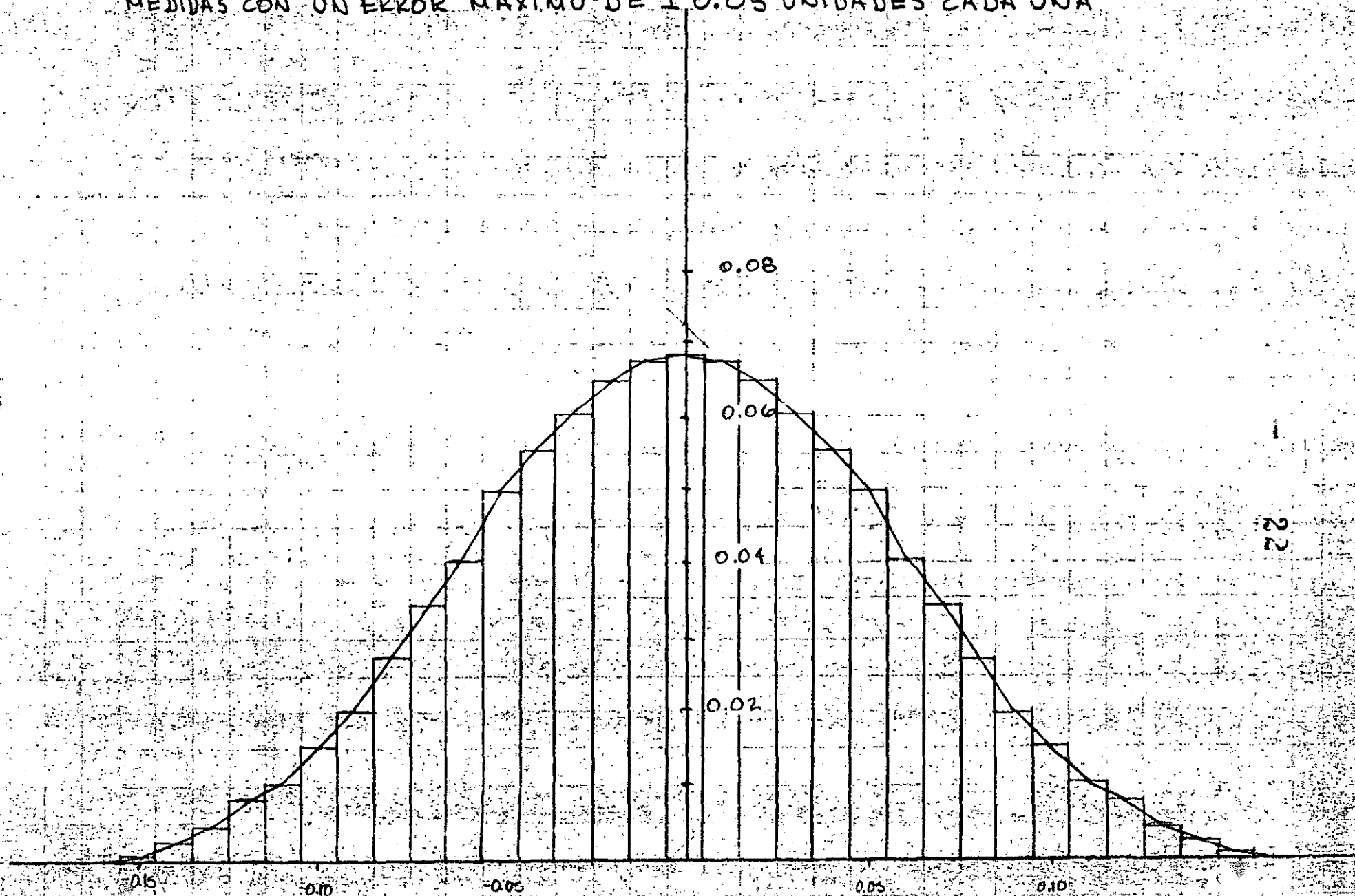
121

TABLA 2.1 PROBABILIDAD PARA DOS MEDIDAS

ERI	F	PROBABILIDAD
0.15	2	0.0008
0.14	6	0.0023
0.13	12	0.0045
0.12	20	0.0075
0.11	30	0.0113
0.10	42	0.0156
0.09	56	0.0210
0.08	72	0.0270
0.07	90	0.0338
0.06	110	0.0413
0.05	132	0.0496
0.04	150	0.0563
0.03	164	0.0616
0.02	174	0.0654
0.01	180	0.0676
0.00	91	0.0664

TABLA 2.2. PROBABILIDAD PARA TRES MEDIDAS

FIGURA 2.5 HISTOGRAMA Y CURVA DE PROBABILIDAD DE ERRORES CORRESPONDIENTES A TRES MEDIDAS CON UN ERROR MAXIMO DE 10.05 UNIDADES CADA UNA



Cada barra del histograma de la Figura 2.5 tiene un ancho igual a un incremento de error de 0.01, y la altura representa la probabilidad del error. El área comprendida bajo toda la curva de probabilidad representa la suma de todas las probabilidades de la columna 3, o sea, uno. También, el área total comprendida entre dos ordenadas cualesquiera, es igual a la suma de las áreas parciales, o bien, probabilidades, de que se encuentren entre ellas.

23

Si se hubieran tomado las mismas medidas del ejemplo anterior, con un error posible mas pequeño, mayor precisión, la curva de probabilidad sería similar a la de la Figura 2.6. Esta curva muestra que hay un mayor porcentaje de valores con errores pequeños y menos medidas que contengan errores de gran tamaño. Para el caso contrario, lecturas con menor precisión, se produce un menor porcentaje de valores con errores pequeños y un mayor porcentaje de errores grandes (Figura 2.7).

Después de esto quede claro, que la probabilidad, a través de la distribución normal, nos proporciona elementos para evaluar la posibilidad de ocurrencia de los errores aleatorios y así analizar las medidas topográficas que ya se han hecho, a fin de comparar los resultados con los requisitos de especificación o para establecer los procedimientos y especificaciones destinadas a obtener los resultados deseados (preanálisis).

La aplicación de las diversas ecuaciones de la probabilidad debe efectuarse con criterio y precaución. Las ecuaciones se plantean en base a la consideración de un número infinito de errores, en Topografía se realizan solamente un número finito de medidas.

### 2.3.5.2 Ley de probabilidad

Partiendo del análisis de los datos de la sección anterior y de las curvas de la Figuras 2.5, 2.6 y 2.7, se pueden establecer las leyes generales de la probabilidad:

- 1) Los errores pequeños ocurren con mayor frecuencia que los grandes; es decir, son mas probables.
- 2) Los errores grandes ocurren con poca frecuencia y son, por lo tanto, menos probables; en el caso de los errores de distribución normal, los anormalmente grandes pueden ser equivocaciones en lugar de errores.
- 3) Los errores positivos y negativos de la misma magnitud, ocurren con igual frecuencia; es decir, son igualmente probables.

### 2.3.5.3 Distribución normal

De todas las distribuciones de probabilidad existentes, la más importante es la distribución normal. Esta distribución tiene gran aplicación en la ciencia, la tecnología y la industria; se usa como modelo básico para todos las medidas físicas, incluye por su puesto las mediciones topográficas.

La función de densidad de la distribución normal esta dada por

$$f(x) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad \text{para} \quad -\infty < x < \infty \quad (2-1)$$



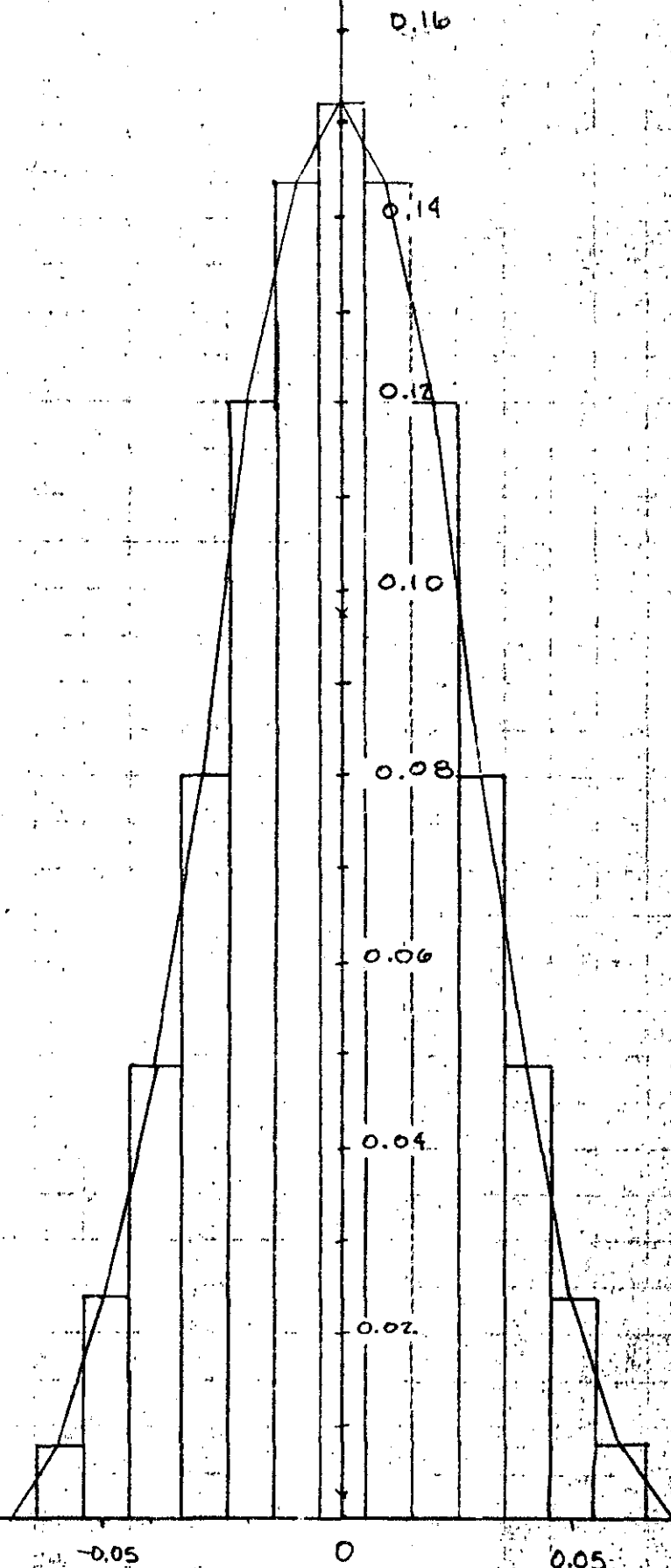
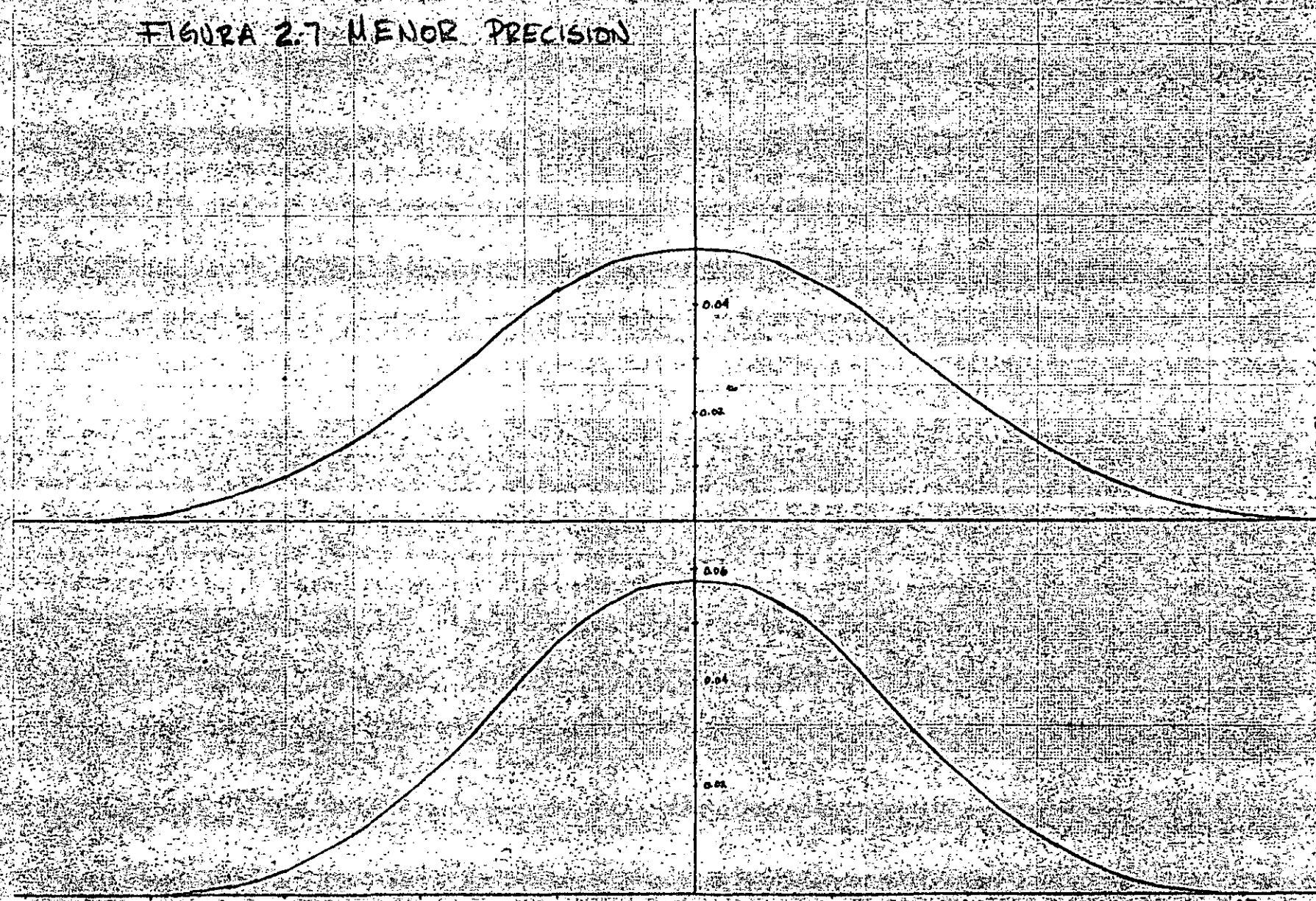


FIGURA 2.6 MAYOR PRECISION EN LAS MEDIDAS

ERROR MAXIMO DE  $\pm 0.02$  20

FIGURA 2.7 MENOR PRECISION



21

22

donde

$\sigma$ : desviación estándar  
 $\pi = 3.141592654$   
 $e = 2.718281828$   
 $\mu$  = media

26

Las cantidades  $\mu$  y  $\sigma$  son los parámetros de la distribución y serán discutidas en detalle en las secciones [2.3.5.4] y [2.3.5.5].

La función de distribución de la distribución normal esta dada por

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(u) du = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{\left\{-\frac{(u-\mu)^2}{2\sigma^2}\right\}} du \quad (2-2)$$

Estas dos funciones se presentan graficamente en la Figura 2.8. Es claro, de la Figura 2.8(a), que la distribución normal es simétrica con respecto a  $\mu$ , los puntos de inflexión se localizan en  $x = \mu - \sigma$  y  $x = \mu + \sigma$ . La densidad máxima de la función ocurre cuando  $x = \mu$ .

Si  $x$  es una variable aleatoria con distribución normal, o cercana a ella, la probabilidad de que  $x$  sea menor o igual que  $c$ , se representa por el área achurada en la Figura 2.8(a) y por la ordenada,  $F(c)$ , en la Figura 2.8(b).

#### EJEMPLO

Sea  $x$  una variable aleatoria con distribución normal con parámetros  $\mu=12$  y  $\sigma=2$ .

Su función de densidad es

$$f(x) = 0.19947 e^{\{-0.1250(x-12)^2\}}$$

su función de distribución

$$F(x) = 0.19947 \int e^{\{-0.1250(u-12)^2\}} du$$

evaluar la probabilidad de que:

- $x$  sea menor o igual a 10;
- $x$  este entre 11 y 15;
- $x$  sea mayor que 16.

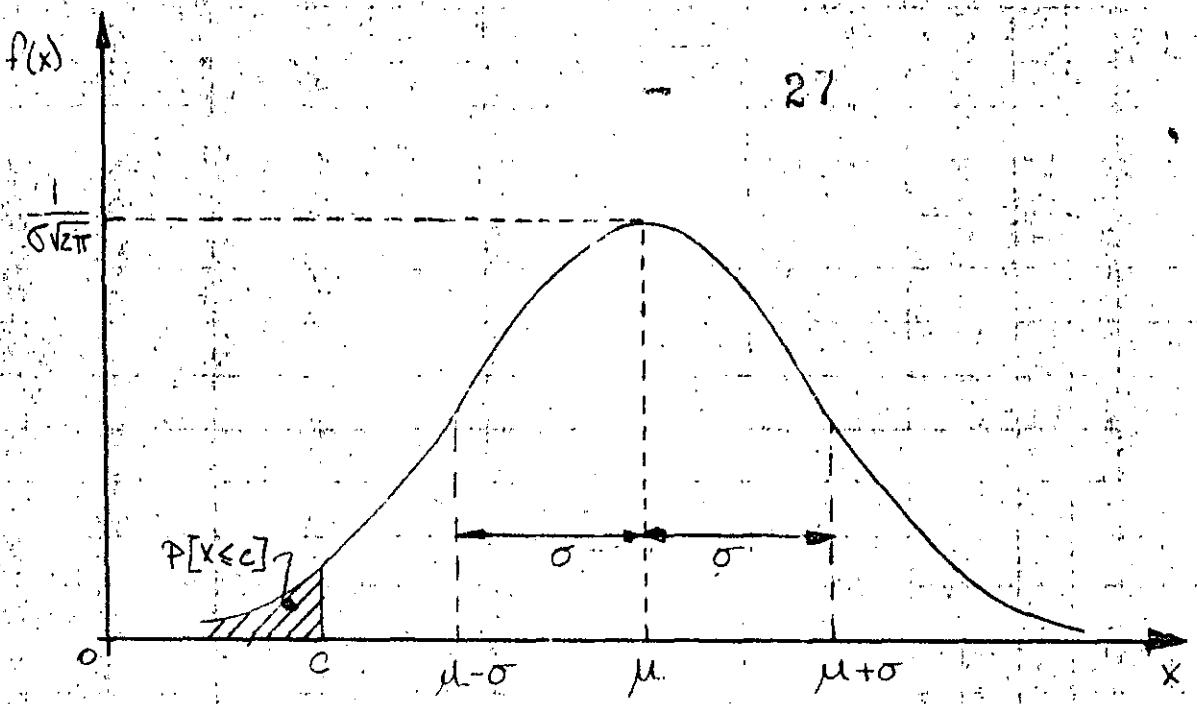
a) la probabilidad de que  $x$  sea menor o igual a 10 es  $P[x \leq 10]$

$P[x \leq 10]$  de la tabla

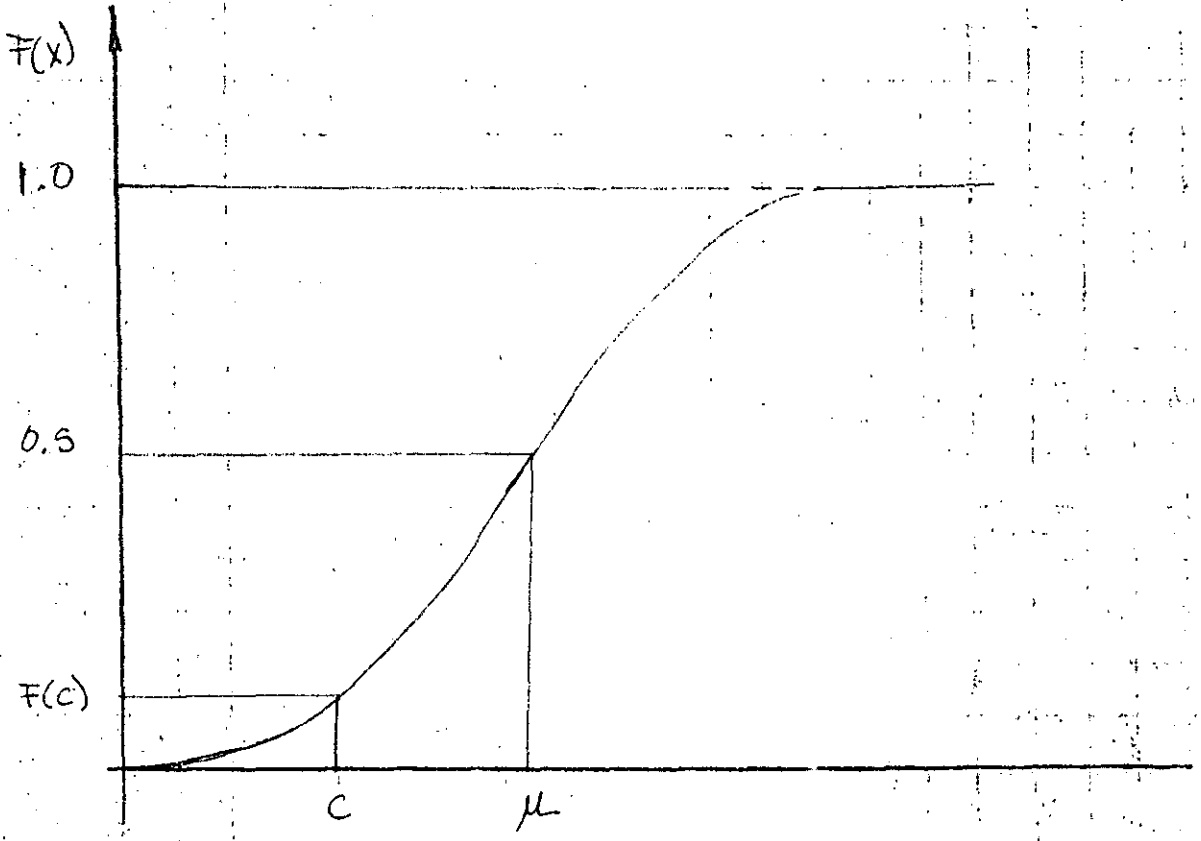
$$F(10) = 0.1587$$

b) la probabilidad de que  $x$  este entre 11 y 15 es  $P[11 < x < 15]$

$$F(15) - F(11) = 0.9332 - 0.3085 = 0.6247$$



(a) Función de densidad



(b) Función de distribución

c) la probabilidad de que  $x$  sea mayor a 16 es

$$P[x > 16] = P[16 < x < \infty]$$

$$F(\infty) - F(16) = 1 - 0.9772 = 0.0228$$

28

Se dice que una variable aleatoria  $z$  tiene una distribución normal estandar si su función de densidad es

$$f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{\left\{-\frac{z^2}{2}\right\}} \quad \text{para } -\infty < z < \infty \quad (2-3)$$

esta función se obtiene de la función de densidad de la distribución normal, ya que proporciona una forma rápida de evaluar las probabilidades asociadas con cualquier distribución normal, ya que la función de distribución normal no puede integrarse directamente y se presenta el problema de tener que evaluar las probabilidades para valores específicos de  $\mu$  y  $\sigma$ . Afortunadamente, el problema se limita en primer lugar a transformar la variable aleatoria normal  $x$  en la variable normal estándar  $z$  y después evaluar la probabilidad de  $z$ .

La transformación, conocida como estandarización, esta dada por

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad (2-4)$$

La función de probabilidad de la distribución normal estándar es

$$\phi(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{\left\{-\frac{u^2}{2}\right\}} du \quad \text{para } -\infty < z < \infty \quad (2-5)$$

Así los valores de probabilidad asociados a  $z$ ,  $\phi(z)$ , se pueden interpolar de tablas.

#### EJEMPLO

Resolviendo el ejemplo anterior con la distribución normal estandar:

estandarizando  $z$

$$z = (x - 12) / 2$$

a) la probabilidad de que  $z$  sea menor o igual a 10

$$P[x \leq 10] = P[(x - 12) / 2 \leq (10 - 12) / 2] = P[z \leq -1] = \Phi(-1)$$

$$\Phi(-1) = 0.1587$$

b) la probabilidad de que  $x$  este entre 11 y 15

$$P[11 < x < 15] = P[-0.5 < z < 1.5] = \Phi(1.5) - \Phi(-0.5)$$

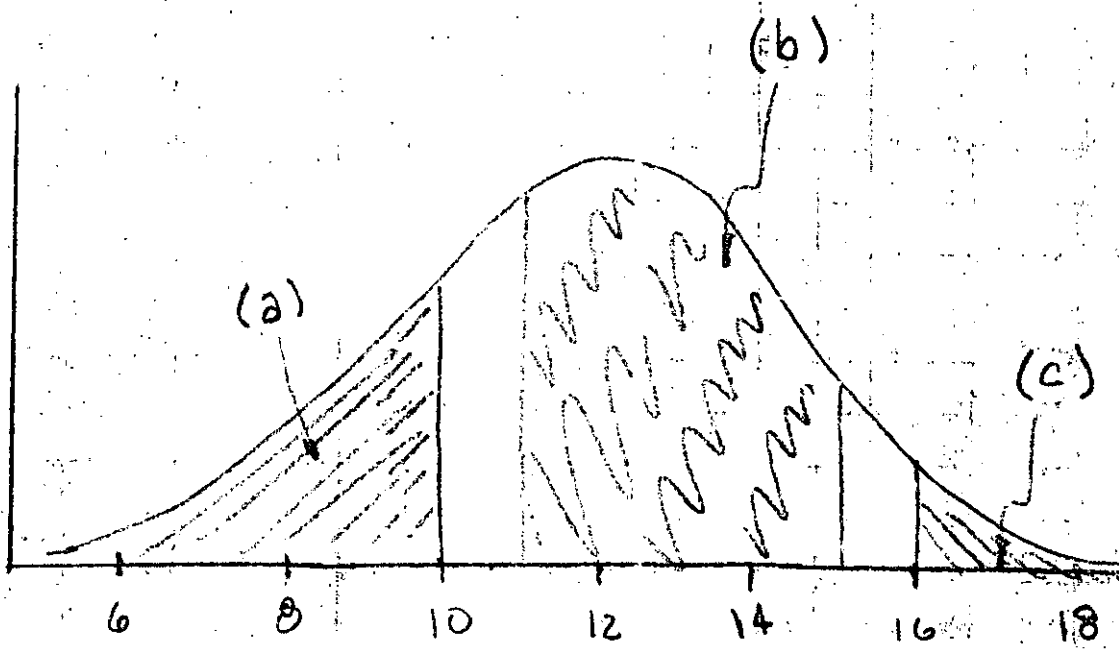
$$= 0.9332 - 0.3085 = 0.6247$$

c) la probabilidad de que  $x$  sea mayor a 16

(26)

X	f(x)	F(x)
4	0.0001	0.0000
5	0.0004	0.0002
6	0.0022	0.0013
7	0.0088	0.0062
8	0.0270	0.0228
9	0.0648	0.0668
10	0.1210	0.1587
11	0.1760	0.3085
12	0.1995	0.5000
13	0.1760	0.6915
14	0.1210	0.8413
15	0.0648	0.9332
16	0.0270	0.9772
17	0.0088	0.9938
18	0.0022	0.9987
19	0.0004	0.9998
20	0.0001	1.0000

29



$$P[x > 16] = P[z > 2] = P[2 < z < \infty] = \Phi(\infty) - \Phi(2)$$

$$= 1.0000 - 0.9772 = 0.0228$$

#### 2.3.5.4 El valor más probable

30

Tomando la variable aleatoria  $x$  distribuida en forma discreta, se tienen los siguientes valores posibles  $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ . La función de probabilidad de  $x$  estará dada por  $P(x_i), i=1, 2, \dots, n$ . La suma pesada de todos los valores posibles, donde los pesos son las probabilidades correspondientes, se llama esperanza matemática o valor esperado de  $x$ , representada por  $E[x]$ :

$$E[x] = \sum_{i=1}^n x_i P(x_i) \quad (2-6)$$

$E[x]$  es también la media de  $x$ , comúnmente representada por  $\mu$ , como se empleo en la sección anterior.

$$E[x] = \mu \quad (2-7)$$

Con el valor de  $E[x]$ , o  $\mu$ , se localiza el centroide de la distribución de probabilidad, por lo que se le llama también el valor más probable, su valor puede ser positivo, negativo o cero.

El error detectable de cualquier medición en particular es el grado en que se desvía o aparta del promedio la cantidad. Este error, o desviación, suele recibir el nombre de residuo.

#### 2.3.5.5 Medidas de precisión

Haciendo referencia nuevamente a las Figuras 2.5, 2.6 y 2.7, aunque las curvas tienen forma un poco diferente entre sí, el área bajo la curva es la misma. Existen algunas diferencias significativas en cuanto a la dispersión de sus errores; es decir, difieren sus amplitudes de abscisas. La magnitud de la dispersión es un índice de la disgregación de las medidas. La desviación estándar (que a menudo se le llama 'error estándar') y la varianza, son términos estadísticos que se emplean para expresar la precisión de grupos de medidas. La ecuación que da el valor numérico de la varianza es

$$\sigma^2 = E[(x - \mu)^2] \quad (2-8)$$

desarrollando el binomio y después de alguna manipulación algebraica se llega a la expresión

$$\sigma^2 = E[x^2] - \mu^2 \quad (2-9)$$

La desviación estándar,  $\sigma$ , es igual a la raíz cuadrada de la varianza.

##### 2.3.5.5.1 Interpretación de la desviación estándar

Bajo la suposición que la distribución normal es el modelo de probabilidad aceptado para las medidas topográficas, se puede representar las medidas de  $x$  como una variable aleatoria con la función de densidad dada en la fórmula (2-1).

Si se toma la media  $\mu$  igual a cero, la ecuación (2-1) se reduce a la forma

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{\left\{-\frac{x^2}{2\sigma^2}\right\}} \quad (2-10)$$

De esta forma, la distribución normal es el modelo de probabilidad para la componente de error aleatoria de una medida topográfica. Esta función se muestra en la Figura 2.9.

La precisión de una medida, como se mencionó anteriormente, es el grado de cercanía o capacidad de repetir medidas de una misma cantidad. De acuerdo con lo anterior, la tendencia de la distribución de probabilidad de una medida, o su componente de error aleatorio, es un indicador de la precisión de las medidas. Una tendencia pequeña indica alta precisión; una tendencia grande indica lo contrario. Para ilustrar lo anterior en la Figura 2.10 se presenta un ejemplo.

Para propósitos de análisis, se requiere fijar una medida de la precisión de la medida. Una medida lógica de la precisión es la desviación estándar. Por ejemplo en la Figura 2.10,  $\sigma_1 < \sigma_2$ , donde  $\sigma_1$  es la desviación estándar de una medida altamente precisa y  $\sigma_2$  la desviación estándar de una medida con baja precisión.

Aplicando la ecuación 2-2, la probabilidad de que una medida  $x$  este entre  $\mu - \sigma$  y  $\mu + \sigma$  esta dada por

$$P[\mu - \sigma < x < \mu + \sigma] = \int_{\mu - \sigma}^{\mu + \sigma} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{\left\{-\frac{(x - \mu)^2}{2\sigma^2}\right\}} dx \quad (2-11)$$

para evaluar esta probabilidad, es mejor estandarizar  $x$  de acuerdo con la ecuación 2-4 y tomar los valores de  $\Phi(x)$  de una tabla, así tenemos

$$\begin{aligned} P[\mu - \sigma < x < \mu + \sigma] &= P\left[\frac{(\mu - \sigma) - \mu}{\sigma} < \frac{x - \mu}{\sigma} < \frac{(\mu + \sigma) - \mu}{\sigma}\right] \\ &= P[-1 < z < 1] \\ &= \Phi(1) - \Phi(-1) \\ &= 0.8413 - 0.1587 = 0.6826 \end{aligned} \quad (2-12)$$

lo que significa que el área achurada en la Figura 2.11 es el 0.6826 del área total bajo la función de densidad.

Multiplicando  $K$  por la desviación estándar, es otra forma de obtener una medida de precisión. La probabilidad de que una medida este entre  $\mu - K\sigma$  y  $\mu + K\sigma$  es

$$P[\mu - K\sigma < x < \mu + K\sigma] = \int_{\mu - K\sigma}^{\mu + K\sigma} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{\left\{-\frac{(x - \mu)^2}{2\sigma^2}\right\}} dx$$

Nuevamente, estandarizando  $x$ , se tiene

$$P[\mu - K\sigma < x < \mu + K\sigma] = P[-K < z < K] = \Phi(K) - \Phi(-K)$$

En función de la simetria de la distribución se tiene

$$P[\mu - K\sigma < x < \mu + K\sigma] = 2\Phi(K) - 1 \quad (2-13)$$

Con lo anterior se determinan los límites dentro de los cuales debe esperarse que caigan el  $(2\Phi(K) - 1)100\%$  de las medidas. Otra interpre



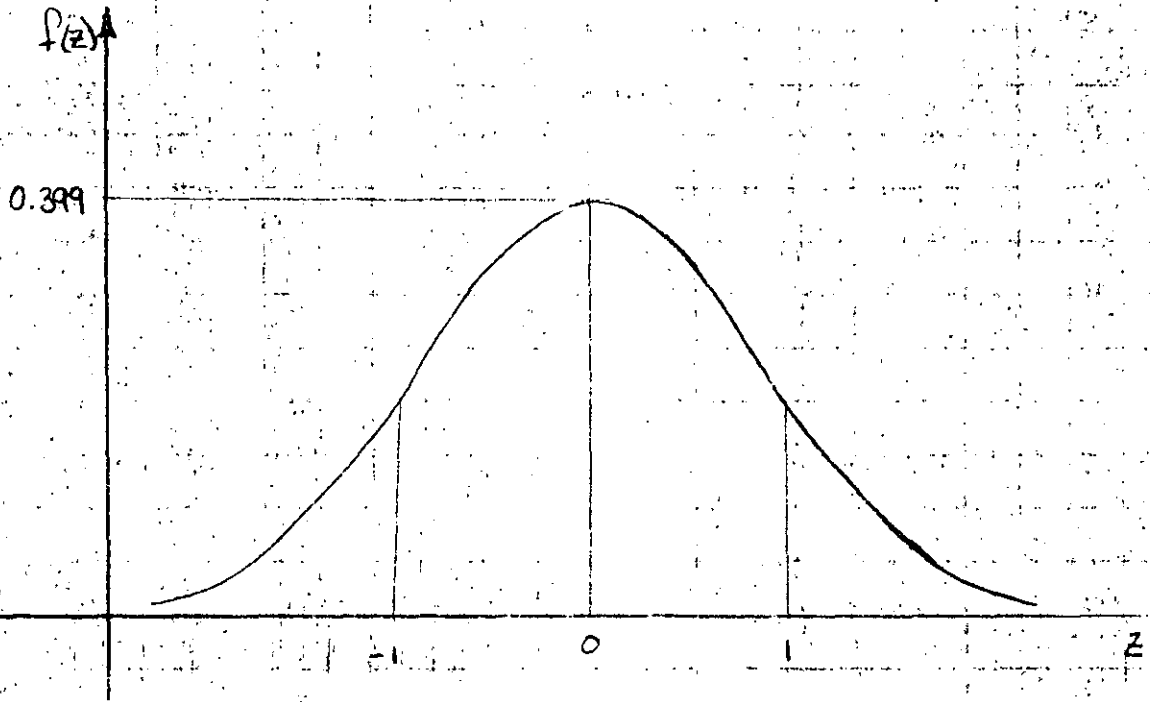


FIGURA 2.9 DISTRIBUCION NORMAL ESTANDAR

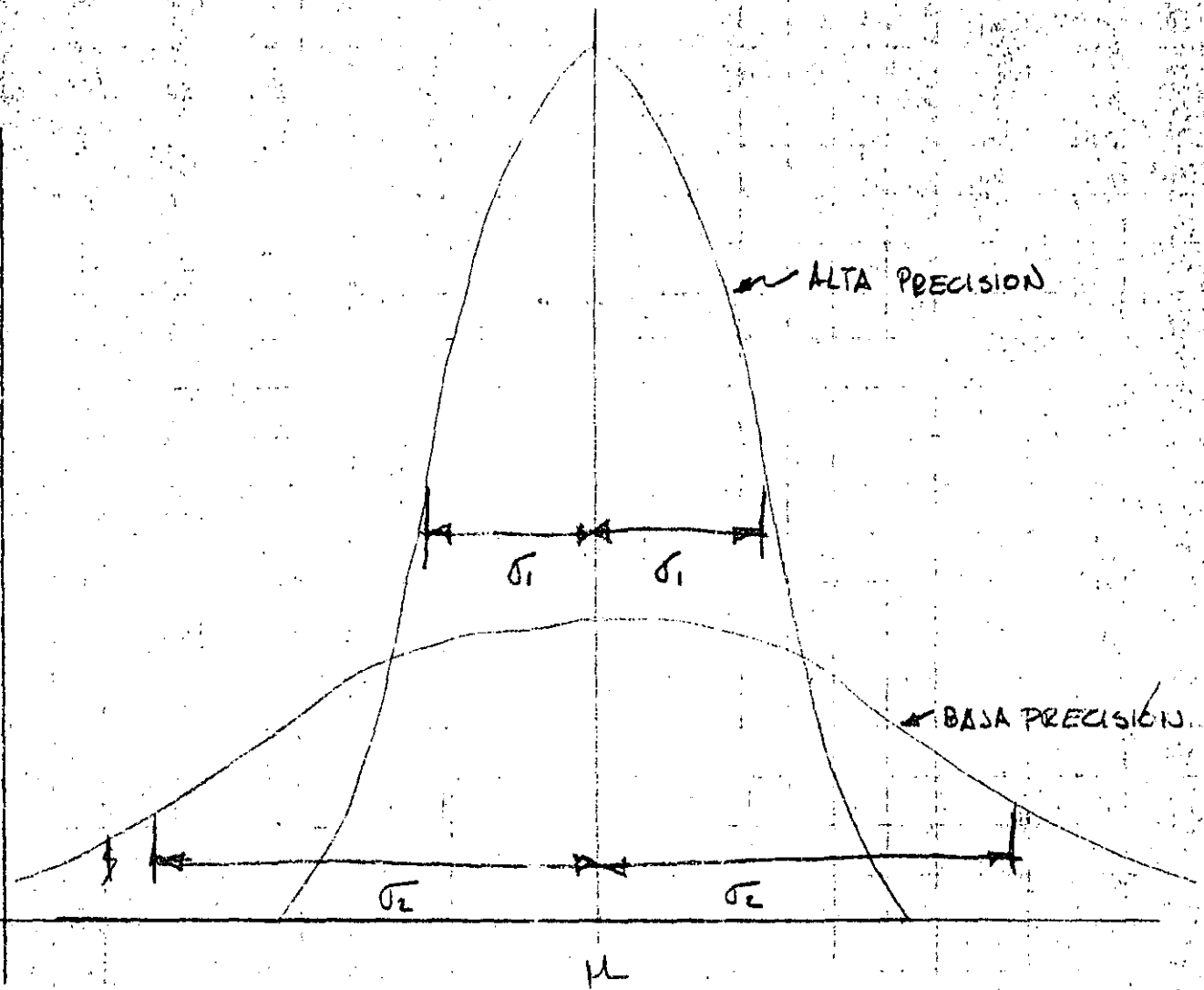


FIGURA 2.10 ALTA Y BASA PRECISION

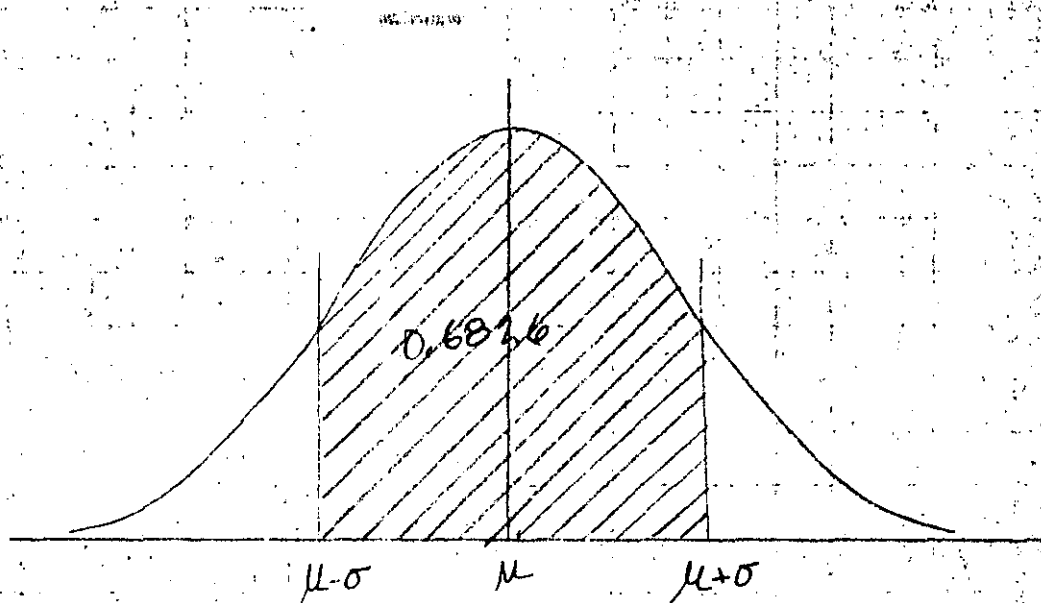


FIGURA 2.11 68.26 % DE CONFIANZA

tación es que una medida adicional tendrá el  $(2\Phi(K)-1)100\%$  de probabilidad de caer dentro de los límites establecidos. Una tercera deducción es que el valor real o verdadero tiene el  $(2\Phi(K)-1)100\%$  de probabilidades de caer dentro de los límites establecidos.

2.3.5.6 Los errores al 50, 90 y 95% — 35

Haciendo los valores de  $K=0.6748, 1.645$  y  $1.960$  se obtendrán las siguientes cantidades, representadas en la Figura 2.12:

Tomando  $K=0.6748 \pm 0.6748\sigma$ , se obtiene la cantidad llamada error probable. Este término es obsoleto y tiende a desaparecer, un término más apropiado es 50% de incertidumbre, ya que la probabilidad de  $K=0.674$  es precisamente el 50%.

Así para  $K=1.645$  se tendrá el 90% de incertidumbre,  $\pm 1.645\sigma$ , por último para  $k=1.960$  se obtiene el 95% de incertidumbre.

K	$\Phi(K)$	$P[\mu-K\sigma < x < \mu+K\sigma]$
0.6748	0.7500	0.5000
1.0000	0.8413	0.6820
1.6450	0.9500	0.9000
1.9600	0.9750	0.9500
2.0000	0.9772	0.9544
2.5755	0.9950	0.9900
3.0000	0.9987	0.9974

EJEMPLO

Calcular la media, la desviación estándar y los errores al 50, 90 y 95% de incertidumbre

- 1000.57 |
- 1000.39 \* |
- 1000.37 \* |
- 1000.39 \* |
- 1000.48 \*\* |
- 1000.49 \*\* |
- 1000.32 |
- 1000.46 \*\* |
- 1000.47 \*\* |
- 1000.55 |

$\mu=1000.45$  m

$\sigma=\pm 0.08$  m

$E_{50}=\pm 0.05$  m

$E_{90}=\pm 0.13$  m

$E_{95}=\pm 0.16$  m

La longitud más probable es 1000.45 m

La desviación estándar  $\pm 0.08$  m

El 68% de los valores estarán comprendidos entre 1000.37 y 1000.53 (\*)

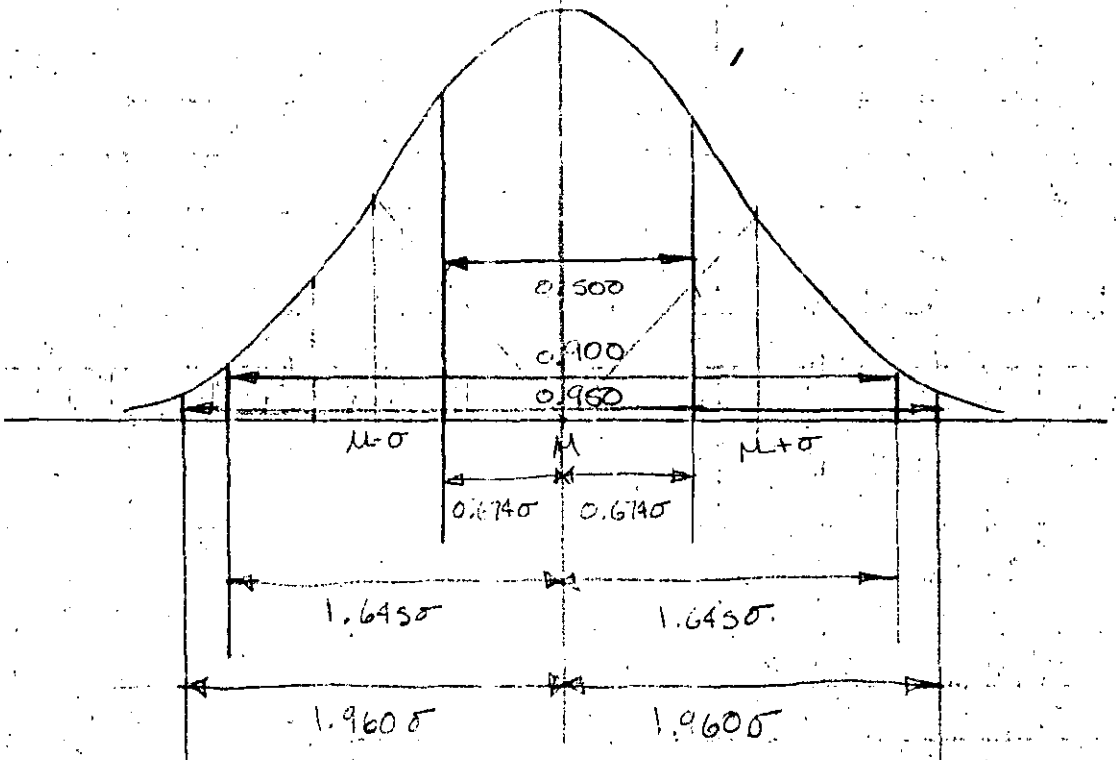


FIGURA 212 ERRORES AL 50, 90 y 95%

90% de las medidas no contienen errores mayores a  $\pm 0.13$  m y por lo tanto su valor estará entre 1000.32 y 1000.58 (¡)

El 95% de los valores está entre 1000.29 y 1000.61 37

### 2.3.6 Propagación de Errores

En este inciso no se pretende dar completamente la propagación de los errores, simplemente dar las bases de ella.

En la Topografía, como en muchas áreas de la ciencia y la ingeniería, las cantidades que se miden directamente en el campo así como las que se usan para calcular otras cantidades están afectadas de errores. En el último caso, las cantidades se expresan como una función matemática de las medidas de campo. Si las medidas de campo tienen errores, es inevitable que las cantidades calculadas también los contengan. La evaluación de los errores en las cantidades calculadas como una función de los errores en las medidas se llama propagación de los errores.

Supongase que  $X$  es una cantidad medida y  $Y$  es una nueva cantidad, que se calcula en función de  $X$  con la expresión

$$Y = aX + b \quad (2-14)$$

representada por la línea recta en la Figura 2.13. Los coeficientes  $a$  y  $b$  se asumen conocidos y libres de error.

Para propósitos de análisis, es útil aplicar el concepto de valor verdadero y definir el error de una medida como la diferencia del valor medido menos el valor verdadero. Si  $X_v$  representa el valor verdadero de  $X$ , y  $dX$  el error, tenemos

$$X = X_v + dX$$

y

$$Y_v = aX_v + b$$

de lo anterior

$$Y = a(X_v + dX) + b$$

$$= aX_v + adX + b$$

finalmente

$$Y = Y_v + adX$$

despejando  $Y_v$ , se obtiene

$$dY = adX$$

derivando la ecuación (2-14) con respecto a  $X$

$$\frac{dY}{dX} = a$$

así tenemos que

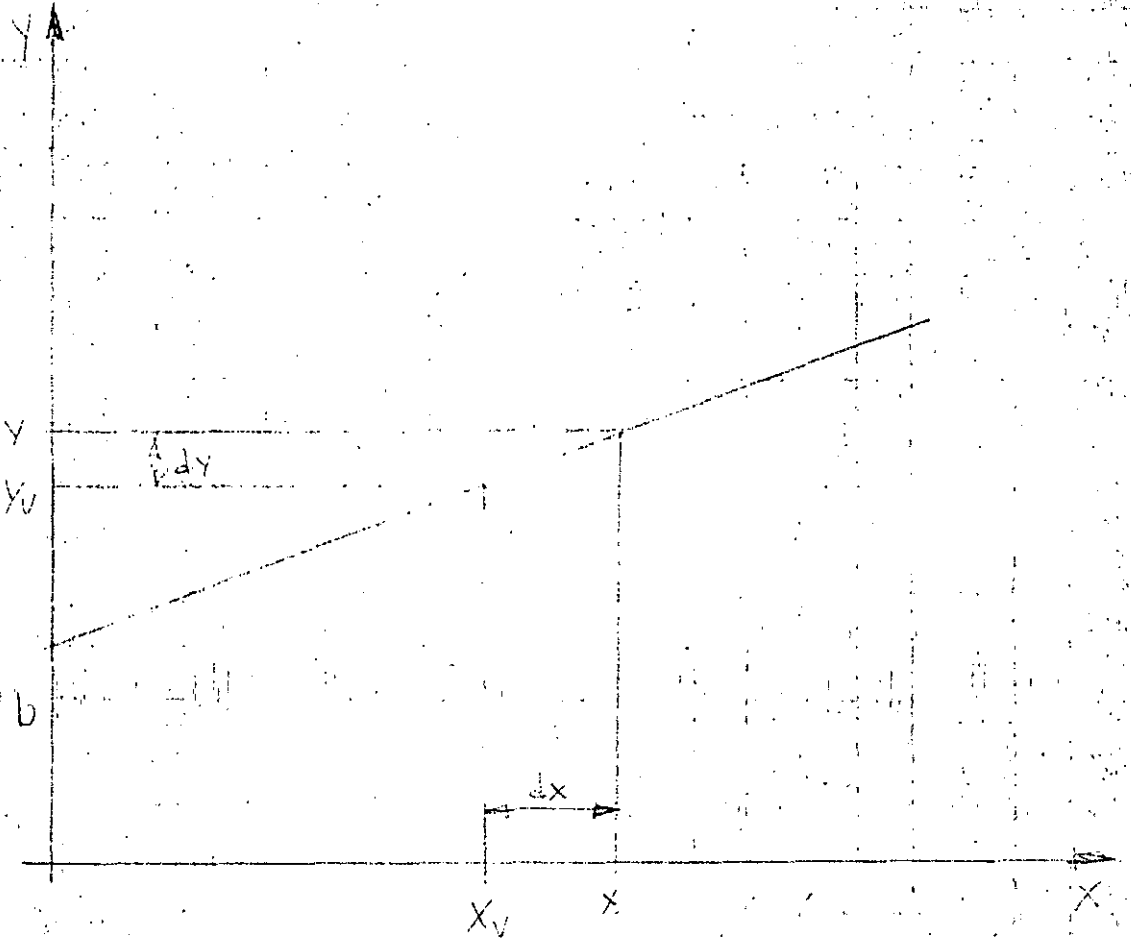


FIGURA 2.13 LINEA RECTA

$$dY = \frac{dY}{dX} dX$$

lo que representa la derivada total de la ecuación (2-14).

Hasta aquí se considero el caso de una variable calculada en función de un solo valor medido. Generalizando la ecuación (2-15) para más de una variable involucrada en la función, se aplicaran derivadas parciales para obtener la derivada total de la función. Específicamente, si los errores en  $X_1, X_2, \dots, X_n$  se representan por las diferenciales  $dX_1, dX_2, \dots, dX_n$ , respectivamente, entonces el error en  $Y$  se puede expresar como

$$dY = \left[ \frac{\partial Y}{\partial X_1} \right]^2 dX_1^2 + \left[ \frac{\partial Y}{\partial X_2} \right]^2 dX_2^2 + \dots + \left[ \frac{\partial Y}{\partial X_n} \right]^2 dX_n^2 \quad (2-16)$$

en la cual las derivadas parciales  $\partial Y / \partial X_1, \partial Y / \partial X_2, \dots, \partial Y / \partial X_n$  estaran evaluadas con los valores numéricos (medidos) de  $X_1, X_2, \dots, X_n$ .



Una de las operaciones básicas de la topografía es la medición de distancias. En topografía plana, la distancia entre dos puntos significa su distancia horizontal, la cual se puede determinar con diferentes precisiones en función del instrumental y la metodología aplicada. En la Tabla 3.1 se resumen varios métodos aplicables a la medición de distancias y sus precisiones.

METODO	PRECISION
A pasos	1/50 a 1/100
Estadia	1/150 a 1/750
Estadia invar	1/1000 a 1/2500
Cadeneo ordinario	1/1000 a 1/5000
Cadeneo preciso	1/5000 a 1/10000
Medición electrónica de distancias	1/200000

TABLA 3.1

### 3.1 Introducción

Un adelanto importante para la Topografía en años recientes ha sido el desarrollo de la medición electrónica de distancias, EDM (Electronic Distance Measurement), mediante instrumentos especiales que requieren la energía radiante electromagnética para viajar de un extremo al otro de una línea, y regresar al primero.

El primer instrumento EDM fue presentado en 1948 por el físico Erik Bergstrand. Su dispositivo, llamado Geodímetro, acrónimo de las palabras inglesas geodetic distance meter, fue resultado de ciertos intentos para mejorar los métodos para la medición de la velocidad de la luz. El instrumento transmitía radiación visible y era capaz de medir en la noche con alta precisión distancias hasta de 40 km. En 1957 apareció el segundo aparato EDM, el Telurómetro, diseñado por el Dr. T. L. Wadley en Sudáfrica, transmitía microondas no visible y era capaz de medir distancias de 80 km o más, de día o de noche.

Inmediatamente se reconoció el gran valor potencial de estos métodos de distanciómetros electrónicos en el campo de la Topografía. Sin embargo, los primeros distanciómetros eran costosos, voluminosos y no muy portátiles para los trabajos de campo, además, los procedimientos de medición eran tardados y las operaciones matemáticas para obtener la distancia a partir de los valores observados resultaban difíciles y laboriosas.

Las principales ventajas de la distanciometría electrónica son la rapidez y la precisión con la que se puede medir las distancias.

En el equipo moderno EDM, los valores de las distancias aparecen en forma digital, algunos aparatos aparte de dar la distancia inclinada son capaces de reducir la distancia al horizonte y el desnivel entre los dos puntos.

### 3.2 Principio de Funcionamiento de los Instrumentos EDM

Todos los instrumentos de medición EDM se basan en el mismo principio de funcionamiento. La señal modulada es transmitida continuamente desde un extremo de la línea a medir y es reflejada o retransmitida al regreso en el otro extremo. Con la diferencia de fase

se entre la referencia (transmitida) y la señal modulada que retorna, se determina la distancia en el instrumento transmisor (Figura 3.1).

Si un número entero  $m$  de media longitud de onda está contenido en una distancia, la diferencia de fase es cero. En todos los casos diferentes la diferencia de fase se representa por una fracción  $U$  de media longitud de onda y se representa en el instrumento en unidades de longitud.

La distancia  $S$  entre el transmisor y el reflector es igual a

$$S = \frac{m\lambda}{2} + U \quad (3-1)$$

Para encontrar el número  $m$ , la medición debe repetirse con dos o más longitudes de onda diferentes (Figura 3.2).

La longitud de onda de medición  $\lambda$  es una función de la frecuencia de modulación  $f$  y de la velocidad de propagación  $v$  de las ondas electromagnéticas

$$\lambda = \frac{v}{f} \quad (3-2)$$

En el vacío, la velocidad de propagación  $v$  es constante para todas las ondas electromagnéticas e igual a  $c = 299,792.5$  km/s. En la atmósfera  $v$  siempre es menor a  $c$  y puede calcularse a partir de

$$v = \frac{c}{n} \quad (3-3)$$

donde  $n$  es el índice de refracción del aire, el cual es función de la densidad del aire y la longitud de onda portadora. El valor de  $n$  va desde  $n=1$  en el vacío hasta  $n=1.0003$  en condiciones atmosféricas normales. El valor de  $n$  puede determinarse en función de observaciones meteorológicas de temperatura seca y húmeda del aire, así como presión barométrica a lo largo de la línea medida. Por lo tanto el valor de  $\lambda$  de la señal modulada es desconocido durante las mediciones a menos que se conozca  $n$  y entonces

$$\lambda = \frac{c}{nf} \quad (3-4)$$

La frecuencia  $f$  de modulación puede ser estabilizada y por lo general se conoce con un alto grado de precisión.

El fabricante da generalmente el valor de  $\lambda$  para condiciones atmosféricas específicas y por lo tanto para un cierto valor de  $n$ . Así

$$\lambda_0 = \frac{c}{n_0 f} \quad (3-5)$$

de donde la distancia registrada por el EDM es igual a

$$S_1 = \frac{m\lambda_1}{2} + U_1$$

Si durante la medición,  $n_1 \neq n_0$ , el valor correcto de  $\lambda$  resulta

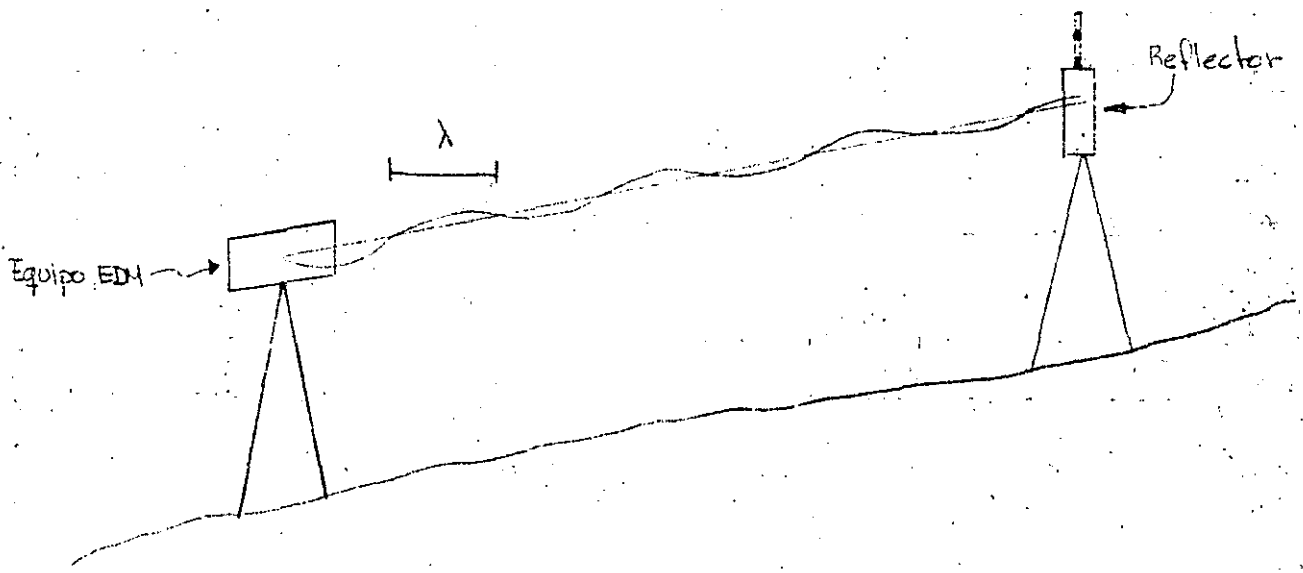


FIGURA 3.1 DISTANCIOMETRIA ELECTRONICA

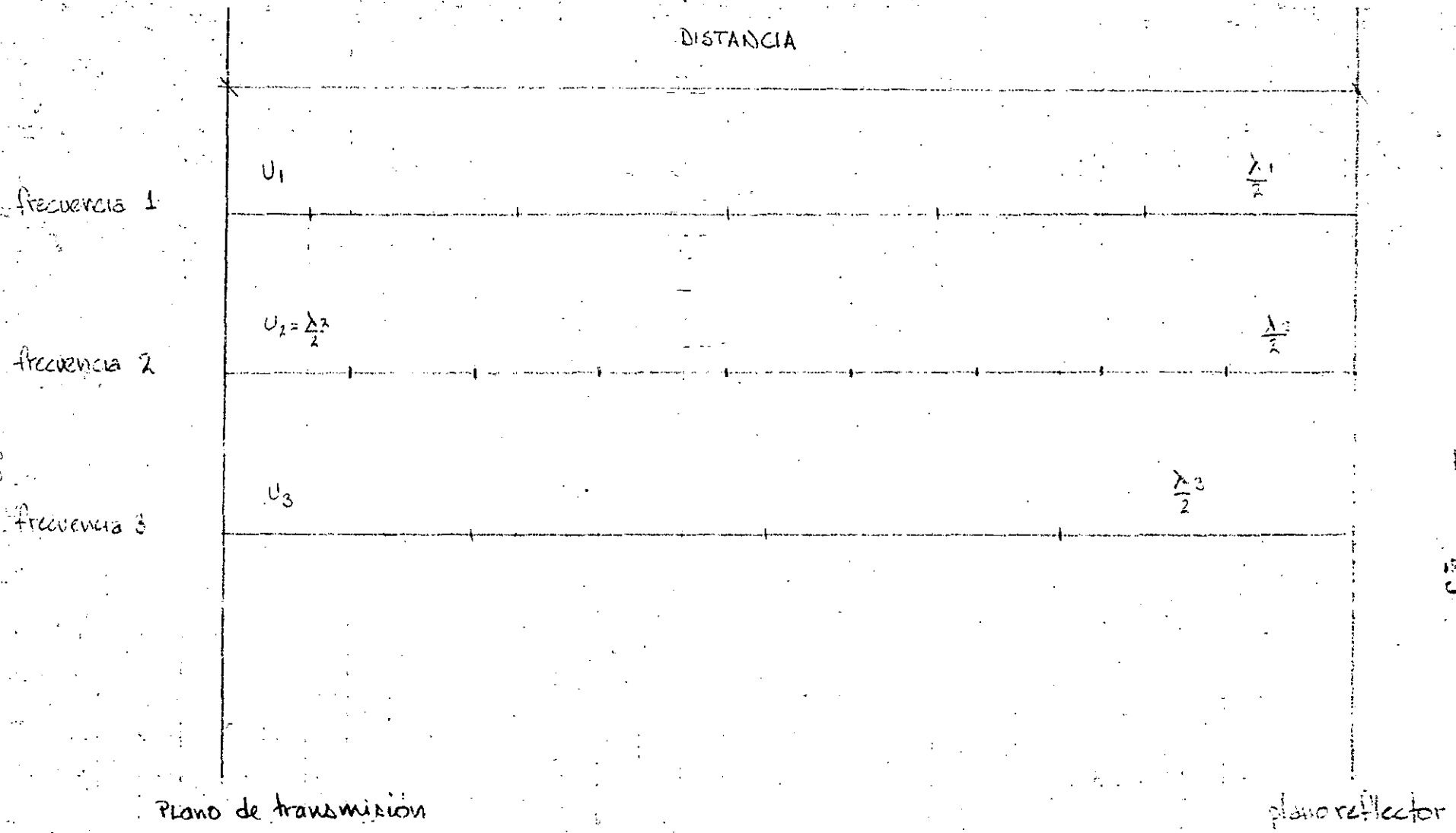


FIGURA 3.2 DETERMINACION DE LA DIFERENCIA DE FASE

$$\lambda_2 = \frac{c}{n_2 f}$$

(3-6)

y la distancia real es

$$S = \frac{m \lambda_2 + U_\lambda}{2}$$

(3-7)

de (3-5) y (3-6)

$$\lambda_2 = \lambda_1 \frac{n_1}{n_2}$$

(3-8)

finalmente la distancia corregida puede calcularse como

$$S = \frac{m \lambda_1 n_1}{2 n_2} + \frac{U n_1}{n_2} = S_1 \frac{n_1}{n_2}$$

(3-9)

La ecuación (3-9) proporciona la fórmula básica para corregir la distancia medida de acuerdo a las condiciones atmosféricas reales.

Como los centros electrónicos de los instrumentos EDM generalmente no coinciden exactamente con el centro geométrico de la estación, se debe calcular una corrección  $Z_0$  y añadirse a la distancia calculada. La distancia final  $S_0$  se calcula como

$$S_0 = S_1 \frac{n_1}{n_2} + Z_0 + \Delta S$$

(3-10)

donde

$S_1$ : Distancia medida

$n_1$ : Índice de refracción de la calibración en el laboratorio

$n_2$ : Índice de refracción durante la medición

$Z_0$ : Corrección cero

$\Delta S$ : Conjunto de reducciones

### 3.2.1 Determinación de las correcciones al EDM

El índice de refracción  $n_0$  para la radiación visible y casi infrarroja en el aire seco a 0°C de temperatura, 760 mmHg de presión, y 0.03% de dióxido de carbono, puede calcularse a partir de la fórmula de Barrel y Sears

$$n_0 = 1 + \left[ \frac{287.604 + 4.8664 \times 10^{-6}}{\lambda_0^2} + \frac{0.068}{\lambda_0^4} \right] 10^{-6}$$

(3-11)

donde  $\lambda_0$  es la longitud de onda de la radiación portadora en micras ( $\mu\text{m}$ ).

Si la temperatura  $t$ , la presión barométrica  $p$  y la humedad del aire difieren de las condiciones normales, entonces el índice de refracción se calcula de:

$$n - 1 = \frac{0.269578(n_0 - 1)p}{273.15 + t} - \frac{11.27 \times 10^{-6}}{273.15 + t}$$

(3-12)

donde

$e$ : presión parcial del vapor de agua en  $\text{cmHg}$

$t$ : temperatura en °C

El valor de  $e$  se determina en función de la diferencia de temperatura del bulbo seco  $t_s$  y húmedo  $t_h$ , empleando la fórmula

$$e = E - 0.7(t_s - t_h) \quad (3-13)$$

donde  $E$  es la presión del vapor de agua saturado en mbares. En la Tabla 3-2 se dan valores para  $E$ , incluyendo cambios por  $1^\circ\text{C}$ .

$t_h$	$-10^\circ\text{C}$	$0^\circ\text{C}$	$10^\circ\text{C}$	$20^\circ\text{C}$	$30^\circ\text{C}$
$E(\text{mbar})$	2.6	6.1	12.3	23.4	42.4
$E/1^\circ\text{C}$	$\pm 0.23$	$\pm 0.44$	$\pm 0.80$	$\pm 1.40$	$\pm 2.40$

TABLA 3-2 PRESION DEL VAPOR DE AGUA SATURADO

De la Tabla anterior podemos ver que la humedad tiene muy poca influencia sobre las mediciones electroópticas. En condiciones extremas como en la temperatura  $t=30^\circ\text{C}$  y humedad del 100%, es decir, para  $t_h=t_s$ , donde  $e=E=42.4$  mbar. Si en estas condiciones no se toma en cuenta la influencia de  $e$ , el error en el cálculo de  $n$  deberá ser solamente de 1.6 ppm. Por lo tanto, el segundo término de la ecuación (3-12) se omite generalmente, quedando

$$n - 1 = \frac{0.269578(n_0 - 1)p}{273.15 + t} \quad (3-14)$$

El índice de refracción para microondas puede calcularse a partir de la fórmula de Essen y Froome, la cual puede escribirse como

$$n - 1 = \frac{77.624p \cdot 10^{-6}}{T} + \left[ \frac{0.372}{T^2} - \frac{12.920}{T} \right] 10^{-6} e \quad (3-15)$$

donde

$$T = 273.15 + t$$

El cálculo a partir de las ecuaciones (3-12) o (3-14) y (3-15) es necesario en mediciones de distancias de alta precisión. Los nomogramas proporcionados por el fabricante dan correcciones de la distancia menos precisa que las obtenidas por el método riguroso. Algunos instrumentos EDM tienen sistemas de corrección automáticos propios que solo requieren que el observador introduzca en el instrumento los resultados de las observaciones meteorológicas. Sin embargo, debe reconocerse que un sistema completamente automatizado de corrección da resultados precisos solamente cuando las condiciones atmosféricas son las mismas a lo largo de la línea medida que en la estación donde se encuentra el instrumento. En otro caso, siempre serán necesarios cálculos manuales o correcciones adicionales.

Como se mencionó anteriormente, los centros electrónicos de los instrumentos EDM no coinciden generalmente con el centro de la estación sobre la cual se instala el instrumento. La distancia interna recorrida por las ondas electromagnéticas es generalmente más larga que la distancia directa entre el punto de llegada de la señal y el centro de la estación. Los constructores de instrumentos EDM proveen siempre información sobre el valor de la corrección cero ( $Z_0$ ). La mayoría de los nuevos instrumentos están diseñados de tal forma que  $Z_0$  sea igual a cero. Se ha constatado, sin embargo, que el valor de la corrección puede cambiar con el uso del instru-

mento. El cambio es generalmente pequeño en los instrumentos electroópticos, algunos milímetros, pero puede llegar a varios centímetros en los equipos de microondas. Por lo tanto,  $Z_0$  debe controlarse frecuentemente midiendo varias distancias sobre una base de calibración. Se recomiendan distancias entre 50 y 500 m para los aparatos electroópticos y entre 200 y 1000 m para los de microondas. Si no se disponen de distancias conocidas, el valor de  $Z_0$  puede determinarse mediante el método de distancias subdivididas, el cual se describe a continuación.

El método requiere de una línea recta en un área plana con unos puntos marcados sobre el terreno (Figura 3.3). Se miden todas las combinaciones de distancias posibles y el valor de  $Z_0$  se determina usando el método de mínimos cuadrados. Por su puesto, las distancias medidas deberán corregirse por índice de refracción, pendiente, etc., antes de calcular  $Z_0$ .

#### EJEMPLO

AB 50.000  
 BC 50.000  
 CD 50.000  
 AC 99.950  
 AD 149.900  
 BD 99.950

ecuaciones de observación

$X_1 = 50.000$   
 $X_2 = 50.000$   
 $X_3 = 50.000$   
 $X_1 + X_2 = 99.950$   
 $X_1 + X_2 + X_3 = 149.900$   
 $X_2 + X_3 = 99.950$

de lo anterior se tiene

$$A \begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ 1 & 1 & 0 \\ 1 & 1 & 1 \\ 0 & 1 & 1 \end{vmatrix} \quad X \begin{vmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{vmatrix} \quad L \begin{vmatrix} 50.000 \\ 50.000 \\ 50.000 \\ 99.950 \\ 149.900 \\ 99.950 \end{vmatrix}$$

resolviendo el sistema con

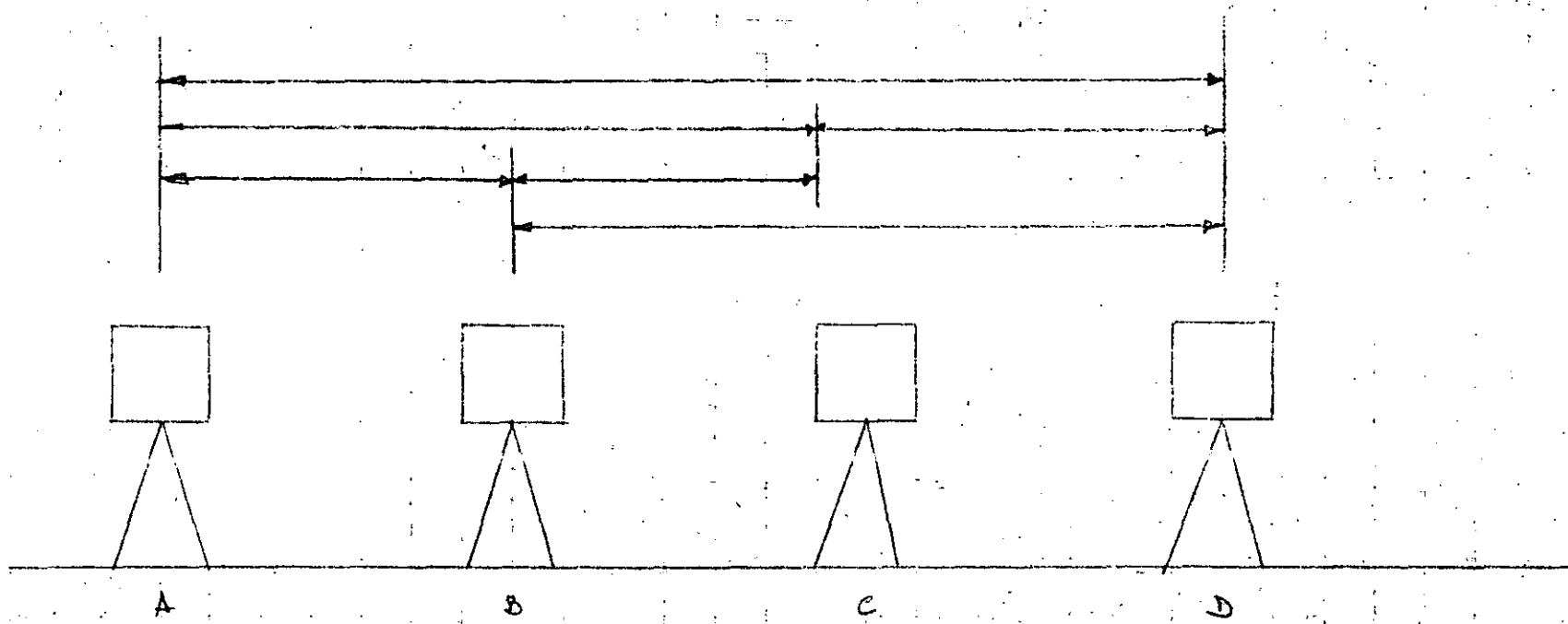
$$X = (A^T A)^{-1} A^T L$$

se tiene

$$A^T A \begin{vmatrix} 3 & 2 & 1 \\ 2 & 4 & 2 \\ 1 & 2 & 3 \end{vmatrix} \quad (A^T A)^{-1} \begin{vmatrix} 0.50 & -0.25 & 0.00 \\ -0.25 & 0.50 & -0.25 \\ 0.00 & -0.25 & 0.50 \end{vmatrix} \quad A^T L \begin{vmatrix} 299.850 \\ 399.800 \\ 299.850 \end{vmatrix} \quad X \begin{vmatrix} 49.975 \\ 49.975 \\ 49.975 \end{vmatrix}$$

finalmente

$$Z_0 \begin{vmatrix} -0.025 \\ -0.025 \\ -0.025 \end{vmatrix}$$



A 7

FIGURA 3.3 METODO DE DISTANCIAS SUBDIVIDIDAS



Los sistemas de clasificación más convenientes para los instrumentos EDM son el que considera la longitud de onda de la energía electromagnética transmitida y el que atiende al alcance operativo. En el primero existen tres categorías

- 1) Electroópticos
- 2) Microondas
- 3) Ondas largas

los cuales se tratarán en detalle más adelante.

La clasificación de los instrumentos EDM por su alcance es más bien subjetiva, pero en general se consideran tres divisiones

- 1) Corto alcance.
- 2) Mediano alcance
- 3) Largo alcance

El grupo de instrumentos de corto alcance comprende los dispositivos cuya máxima capacidad no excede de los 5 km. La mayor parte de los equipos de esta clase son del tipo electroópticos. Este grupo es el más usado en la Topografía.

Los equipos de mediano alcance son los que tienen un rango de medición hasta 100 km. Algunos instrumentos son electroópticos y otros de microondas.

Los distanciómetros de largo alcance pueden medir líneas de más de 100 km. Aunque la mayoría de estos equipos trabajan con transmisión de ondas largas, algunos emplean microondas.

#### 3.3.1 Distanciómetros electroópticos

La señal portadora radiada por los instrumentos EDM consiste en luz visible o radiación infrarroja invisible. En los primeros modelos de estos distanciómetros se emplearon lámparas de tuxteno o de mercurio como fuente de luz. Su corto alcance de trabajo, especialmente de día, se debía principalmente a la excesiva difusión de la luz incoherente de estas lámparas en la atmósfera. La luz coherente producida por los aparatos de rayos láser han eliminado notablemente esta limitación y han aumentado el alcance en la medición durante el día.

Recientemente se han desarrollado distanciómetros electroópticos de corto alcance en los que se emplea radiación infrarroja como señal portadora. Su alcance está limitado a unos cuantos cientos de metros por las limitaciones de la potencia de la señal portadora que produce la radiación infrarroja, generalmente una lámpara de arsenuro de galio (GaAs), pero la mayoría de los trabajos topográficos se pueden realizar satisfactoriamente con este tipo de distanciómetros.

Las ventajas principales de estos aparatos consisten en que son pequeños, portátiles, fáciles de operar y tal vez la mayor de ellas es que la intensidad de las ondas portadoras puede modularse

Modelo	Fabricante	Alcance (km)	Precisión		ppm
			$\pm a$ (mm)	$\pm b$	
600	AGA	30	5	2	} Laser He-Ne
710	AGA	5	5	2	
78	AGA	8	10	2	
Ranger IV	Laser System	12	5	2	
Ranger V	Laser System	27	10	2	
Rangermaster III	Laser System	60	5	2	
DI-35	Wild	1.5	5	5	} Infrarrojos
TAC-1	Wild	0.7	5	5	
HA 100	Tellurimeter	1.5	1.5	2	
CD-6	Tellurimeter	0.7	5	5	
HDM-70	Cubic	1.5	5	10	
HP 3820A	Hewlett-Packard	5	5	5	
12A	AGA	2	5	5	
Eldi-1	Carl-Zeiss	2	5	2	
Eldi-3	Carl-Zeiss	0.4	5	2	
Elta 14	Carl-Zeiss	0.7	10	2	
DM 501	Kern	1.5	5	5	
Beetle 10005	Precision Int	1	10		
Citation	Wild				
DS4	Wild				
RED1	Sokisha				
RED2	Sokisha				
RED3	Sokisha				
Minired	Sokisha				

TABLA 3.1 DISTANCIOMETROS INFRARROJOS

directamente, simplificando considerablemente el equipo.

En la Tabla 3.1 se dan algunos nombres y características de los instrumentos electroópticos más empleados en la actualidad.

### 3.3.2 Distanciómetros de microondas

50

La señal de medición empleada por los dispositivos de medición en base a microondas consiste en una frecuencia modulada superpuesta a la onda portadora. Al igual que los equipos electroópticos, el equipo de microondas trabaja según el principio del desfaseamiento y utiliza frecuencias variables para resolver la ambigüedad del número de ondas completas que hay en la distancia. El alcance de los distanciómetros de microondas es relativamente grande, pudiendo trabajar en la oscuridad, en la niebla o bajo lluvia ligera. Pero sin embargo las medidas que se hacen en tales condiciones adversas tienen un alcance más limitado.

Un sistema completo de microondas está formado por dos unidades portátiles idénticas. Cada una contiene todos los componentes necesarios para efectuar mediciones: transmisor, receptor, antenas, circuitos y dispositivos interconstruidos para comunicación. Las unidades se centran mediante plomadas mecánicas u ópticas sobre los extremos de la línea que se va a medir, funcionando uno de los instrumentos como "maestro" y el otro como "remoto". Cabe aclarar que cualquiera de los dos puede funcionar como remoto o maestro, cambiando simplemente la posición de un interruptor.

La medición de distancias con equipos de microondas requieren de un operador en cada extremo de la línea para tomar un conjunto de lecturas mientras opera el aparato en el modo maestro. Como ambas unidades contienen calibración de longitud de onda con estabilización de temperatura, la práctica de tomar dos medidas da por resultado que estas sean independientes y por consiguiente una válida verificación de la distancia. Los operadores que pueden no estar a la vista uno del otro, coordinan su trabajo comunicándose por medio del radio-telefono incorporado.

En la Tabla 3.2 se presentan los nombres y algunos datos técnicos de los instrumentos de microondas más empleados.

### 3.3.3 Distanciómetros de ondas largas

El equipo que emplea ondas largas de radio puede medir distancias desde aproximadamente 100 km hasta 8000 km. Se utilizan principalmente en la navegación marítima para proporcionar control de posición a las fotografías aéreas y levantamientos magnetométricos, en trabajos de oceanografía e hidrografía y en trabajos especiales para el dragado de puertos, tendido de cables, colocación de plataformas y tubería marina.

En general, el equipo de onda larga emplea dos técnicas diferentes en la medición, el método hiperbólico (una frecuencia) o el método de dos frecuencias. En el primer método, dos aparatos transmiten señales en la misma frecuencia desde los extremos de una línea base. Un receptor de orientación múltiple colocado en cada estación de posición desconocida compara las diferencias de fase de las señales de llegada. Los lugares geométricos de los puntos de igual diferencia de fase, originan una serie de hipérbolas en cuyos focos están las estaciones de la línea base. La transmisión a la estación exploradora, o de orientación múltiple, procedente de otra línea ba

Modelo	Fabricante	Alcance (km)	Precisión (mm)	
			Ia	Ib
MRA-5	Tellurometer	70	15	3
CA-1000	Tellurometer	30	15	5
MRA-4	Tellurometer	40	3	3
SIAL MD	Siemens-Albis	150	10	3
Electrotape	Cubic	50	10	3

TABLA 3.2 INSTRUMENTOS DE MICROONDA

se, proporciona otra serie de hipérbolas y la intersección de estas se convierte en puntos de posición conocida. 52

En el método de dos frecuencias, se transmiten dos señales de diferente frecuencia desde una estación base y retransmitidas desde una estación exploradora. Los ángulos de fase de las señales retransmitidas se comparan en la estación de exploración y en los puntos base para establecer una serie de círculos concéntricos intersecantes que tienen sus centros en la base a fin de fijar puntos de posición conocida.

En la Tabla 3.3 se da una lista de algunos distanciómetros de ondas largas empleados en la actualidad. Cabe mencionar que la precisión en cualquiera de los dos procedimientos, es función de los ángulos de intersección entre las hipérbolas o las circunferencias.

### 3.4 Errores en la Medición con Distanciómetros

Las fuentes de error en los trabajos con equipo EDM pueden ser personales, naturales o instrumentales.

Entre los errores personales se tiene la lectura incorrecta, el centrado impropio sobre la estación, la evaluación incorrecta de los factores meteorológicos y de la altura del instrumento entre otros.

Los errores naturales que afectan las mediciones EDM principalmente provienen de las variaciones atmosféricas de temperatura, presión y humedad, que afectan directamente al índice de refracción y modifican la longitud de onda de la radiación transmitida. En la Figura 3.4 se representa gráficamente la magnitud del error que se tiene en la medición electrónica de distancias debidos a los efectos de temperatura y presión atmosférica. Notese que un cambio en 5°C y una diferencia de 25 mm de mercurio, producen un error cada uno en la distancia de 10 ppm.

En cuanto a los errores instrumentales, en la sección [3.2] se estableció que la ecuación de la distancia  $S_0$  es (3-9) y (3-10)

$$S_0 = U_1 \frac{n_1}{n_\lambda} m \frac{c}{2n_\lambda f} + Z_0 + \Delta S \quad (3-16)$$

la varianza  $\sigma_{S_0}^2$  de la distancia  $S_0$  puede obtenerse de la derivada total de la Ecuación anterior, aplicando la regla fundamental de la propagación de los errores (2-16), se obtiene

$$\sigma_{S_0}^2 = \sigma_{U_1}^2 + \left[ \frac{m}{2nf} \right]^2 \sigma_c^2 + \left[ \frac{mc}{2nf^2} \right]^2 \sigma_f^2 + \left[ \frac{mc}{2nf} \right]^2 \sigma_n^2 + \sigma_{Z_0}^2 + \sigma_{\Delta S}^2 \quad (3-17)$$

la ecuación (3-17) puede simplificarse por la aproximación

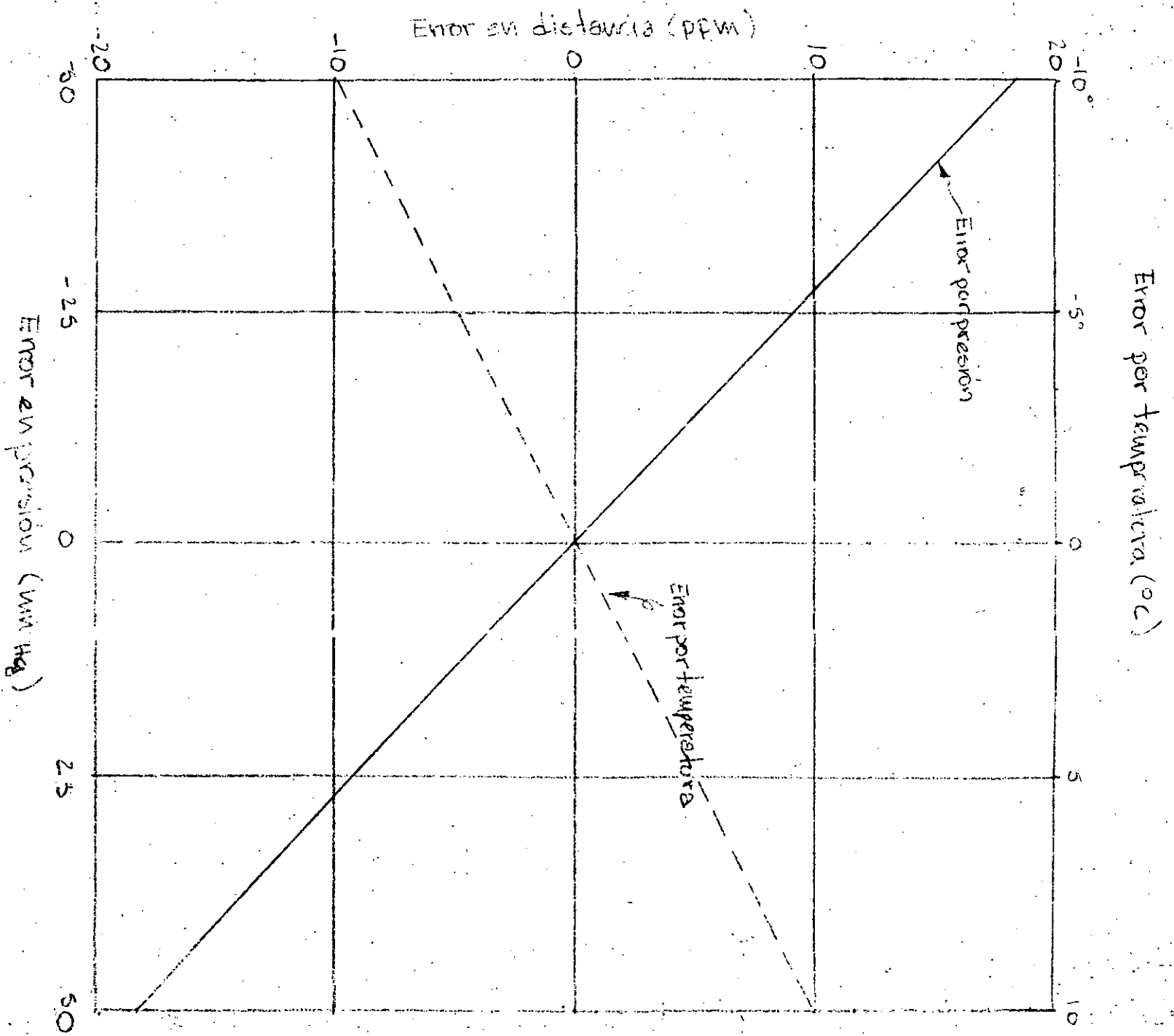
$$2S = m \lambda \frac{mc}{nf} \quad (3-18)$$

$$\sigma_{S_0}^2 = \sigma_{U_1}^2 + S^2 \left[ \left[ \frac{\sigma_c}{c} \right]^2 + \left[ \frac{\sigma_f}{f} \right]^2 + \left[ \frac{\sigma_n}{n} \right]^2 \right] + \sigma_{Z_0}^2 + \sigma_{\Delta S}^2$$

En las ecuaciones anteriores,  $\sigma_{U_1}$  representa la desviación estándar de todo el valor  $U_1 \left[ \frac{n_1}{n_\lambda} \right]$ . Dado que  $U_1$  corresponde generalmente a una distancia muy corta la influencia de los errores en  $n_1$  y  $n_2$

Instrumento	Alcance (km)	
Autotape	100	
Decca	500	
Hi-Fix	200	
Lambda	750	
Loran-C	2000	
Omega	8000	
Raydist	2000	

TABLA 3.3 DISTANCIOMETROS DE ONDAS LARGAS



La precisión de los EDM se da generalmente en la bibliografía especializada por la fórmula general

$$\sigma_s^\lambda = a^\lambda + b^\lambda S^\lambda \quad (3-19)$$

o en una forma simplificada

$$\sigma_s = \underline{a} + \underline{b}S \quad (3-20)$$

La ecuación (3-18) puede reducirse a la forma anterior sustituyendo

$$\sigma_u^\lambda + \sigma_{s_0}^\lambda = a \quad (3-21)$$

$$\left[ \frac{\sigma_c}{c} \right]^2 + \left[ \frac{\sigma_f}{f} \right]^2 + \left[ \frac{\sigma_n}{n} \right]^2 = b \quad (3-22)$$

donde

- $\sigma_c$ : error de la velocidad de propagación de las ondas electromagnéticas en el vacío.
- $\sigma_f$ : error de la frecuencia de modulación.
- $\sigma_n$ : error del índice de refracción.
- $\sigma_u$ : error de la determinación de diferencia de fase.
- $\sigma_{s_0}$ : error de la corrección cerro.

El error  $\sigma_{\Delta_s}$  de las reducciones geométricas no está incluido en las ecuaciones (3-19) o (3-20) y será tratado en el inciso correspondiente.

Ahora se ve claramente, porque las precisiones de las Tablas 3-1 y 3-2, se da en dos partes; la primera el valor de "a" y la segunda el de "b".

Discutiendo por separado cada una de las fuentes de error en los instrumentos EDM tenemos que el valor aceptado de  $c$  en 1957 es igual a 299,792.5 km/s, con una desviación estándar de  $\sigma_c = 0.4$  km/s. Trabajos recientes han confirmado el valor de  $c$  y dan una desviación estándar  $\sigma_c < 0.1$  km/s. Esto corresponde a un error relativo de 0.3 ppm. El error es despreciable para las aplicaciones en levantamientos topográficos, entodo caso su influencia es de naturaleza constante introduciendo un cambio de escala constante en la determinación absoluta de la distancia.

En cuanto a la frecuencia de oscilación tenemos que esta se mide en hertz (hz). Para alcanzar, por ejemplo, una longitud de onda modulada de 10 m, debe producirse oscilaciones de la señal con una frecuencia de alrededor de 30 MHz (fórmula 3-2).

La frecuencia de modulación puede calibrarse con una precisión de 0.1 ppm y estabilizarse durante el uso del instrumento EDM dentro de unos pocos Hz, si el circuito de oscilación que incluye cuarzo, se mantiene a una temperatura constante. Si no se controla la temperatura, habrá una deriva de la frecuencia de hasta 10 ppm o más. La mayoría de los instrumentos EDM tienen un calentador interno y requieren de un periodo de calentamiento. Aun con la fuente de calor, la frecuencia puede variar por envejecimiento de los cristales de cuarzo.



Algunos instrumentos a microondas muestran variaciones alrededor de 50 MHz por año que, para una frecuencia de modulación de 10 MHz produciría un error de 5 ppm. Es por lo tanto recomendable que la frecuencia sea controlada al menos una vez al año, preferentemente una vez al mes, si el equipo se va a emplear en condiciones adversas.

Los métodos de estabilización de frecuencia y de calibración difieren de un equipo EDM a otro, por lo que se recomienda consultar el manual de usuario o al fabricante sobre la metodología aplicable para la calibración de frecuencia de sus instrumentos.

La influencia de los errores  $\sigma_p$ ,  $\sigma_t$  y  $\sigma_e$  en la medición de la presión barométrica  $p$ , la temperatura  $t$  y la presión de vapor de agua  $e$  puede calcularse aplicando la ley de propagación de errores a las ecuaciones (3-12) y (3-15) obtenemos para mediciones electroópticas

$$\sigma_n^2 = \left[ \frac{0.269579(n_0 - 1)p}{(273.15 + t)^2} \right]^2 \sigma_t^2 + \left[ \frac{0.269578(n_0 - 1)}{273.15 + t} \right]^2 \sigma_p^2 \quad (3-23)$$

En condiciones normales, un error de 1°C produce un error de 1 ppm en  $n$  y 1 mbar produce un error de 0.3 ppm. Como se mencionó anteriormente, la influencia de la presión del vapor de agua puede despreciarse en las mediciones hechas con equipos EDM electroópticos.

La propagación de errores en mediciones a microondas da

$$\sigma_n^2 = \left[ \frac{(77.624)10^{-6}}{T} \right]^2 \sigma_p^2 + \left[ \frac{77.624p10^{-6}}{T} + \frac{12.92e10^{-6}}{T} - \frac{0.74e}{T} \right]^2 \sigma_t^2 + \left[ \frac{0.372}{T} - \frac{(12.92)10^{-6}}{T} \right]^2 \sigma_e^2 \quad (3-24)$$

Esta fórmula en condiciones normales un error de 1°C produce un error de 2 ppm y un error de 1 mbar en  $p$  produce un error de 0.3 ppm.

La influencia de los errores en la determinación de  $e$  es muy crítica en la medición a base de microondas. El valor de  $\sigma_e$  puede calcularse aplicando la regla de propagación de los errores a la ecuación (3-13) obteniéndose

$$\sigma_e^2 = \sigma_e^2 + (0.7\sigma_{\Delta t})^2 \quad (3-25)$$

Resumiendo, los errores en mediciones meteorológicas producen los siguientes errores en las distancias determinadas en condiciones normales.

- 1) un error de 1 C en temperatura produce un error de 1 ppm para instrumentos electroópticos y 2 ppm para los EDM a base de microondas.
- 2) un error de 1 mbar en la presión barométrica produce un error de 0.3 ppm.
- 3) un error de 0.5 en  $(t_h - t_s)$  y un error de 1 C en  $t$  producen un error de hasta 10 ppm en las mediciones a base de microondas.

En la práctica, las condiciones meteorológicas son medidas solamente en los extremos de la distancia medida, en ocasiones en un solo extremo. En algunos casos, particularmente en terrenos accidentados, la temperatura media a lo largo de la línea medida puede diferir en varios grados de los valores promedio, observados en los extremos de la línea.

Los levantamientos en zonas urbanas, donde la radiación térmica en las áreas pavimentadas y de los edificios pueden cambiar drásticamente desde un punto de la línea hasta otro, requieren de atención especial en la determinación de los datos meteorológicos. Por otra parte los termómetros, barómetros y psicómetros deben ser de buena calidad y calibrarse periódicamente.

Por último, el error en la diferencia de fase  $\sigma_0$  puede determinarse con una resolución de 1/1000 o mejor, de la longitud de onda medidora. En base a que los instrumentos modernos se construyen con el centro electrónico muy cercano o sobre el centro geométrico del instrumento el error  $\sigma_0 \approx 0$ , entonces de la ecuación (3-21) se tiene que

$$\sigma_{\Delta_0} = 0 \quad (3-26)$$

### 3.5 Reducción de Distancias al Horizonte

Todos los instrumentos EDM, excepto ocasiones excepcionales, miden distancias inclinadas. Lógicamente las distancias inclinadas deben reducirse al horizonte después de ser corregidas por factores instrumentales y ambientales.

En las operaciones de campo se miden y se registran las alturas  $h_e$  del equipo EDM y  $h_r$  del reflector sobre los puntos de estación, esta información se empleará en la Nivelación Trigonométrica, la cual se verá en detalle en capítulo 4 de la Segunda Parte, la distancia cenital  $z$  o la altura  $a$  y la distancia inclinada  $S$ , figura 3.5. En base a estos elementos se tiene

$$d = S \cos a \quad (3-27)$$

$$d = S \sin z \quad (3-28)$$

La contribución al error por la reducción al horizonte se determina aplicando la fórmula de propagación de errores (2-16), resultando

$$\sigma_d^2 = (\cos a)^2 \sigma_S^2 - (S \sin a)^2 \sigma_a^2 \quad (3-29)$$

$$\sigma_d^2 = (\sin z)^2 \sigma_S^2 + (S \cos z)^2 \sigma_z^2 \quad (3-30)$$

donde

$\sigma_a$ : desviación estándar de la altura en radianes

$\sigma_z$ : desviación estándar de la distancia cenital en radianes

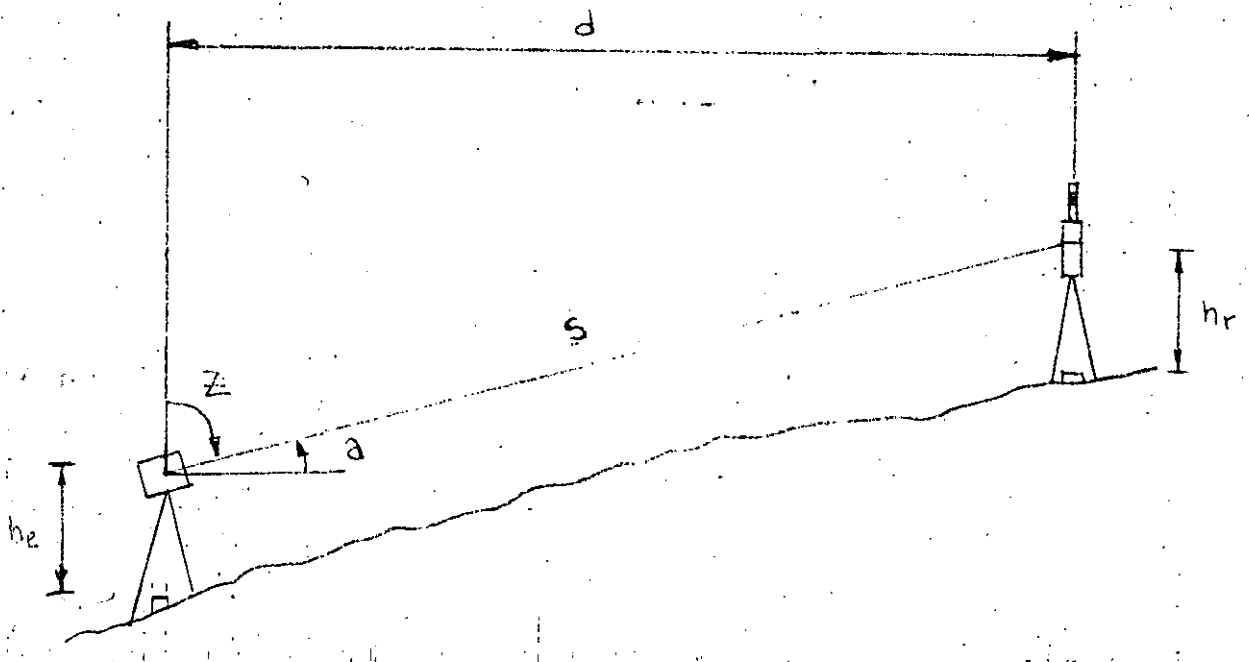


FIGURA 3.5 REDUCCION DE DISTANCIAS AL HORIZONTE

El teodolito es el instrumento topográfico considerado "universal", ya que lo mismo se utiliza para medir ángulos horizontales o verticales, como para alinear, nivelar o para la reducción de distancias. Han sido grandes las innovaciones introducidas en el diseño de este instrumento, aunque los principios básicos se siguen conservando.

A continuación se detallan las características básicas de este aparato.

#### 4.1 Características

El diseño básico de un teodolito se da en la figura 4.1, en la que se aprecian las partes fundamentales que lo constituyen, teniendo mayor o menor variación en función del tipo, calidad y época a la que pertenece.

Aun cuando toda componente del aparato es muy importante, a continuación se describen en particular algunas partes instrumentales y también algunas de sus características principales, que, dicho sea de paso, resultan comunes a casi todos los instrumentos topográficos.

##### 4.1.1 Nivel tubular de burbuja

Es un tubo curvo de vidrio llamado frasco de nivel, sellado en ambos extremos que contiene un líquido sensible y una burbuja de aire alargada. El alcohol sintético purificado es un líquido que ha desplazado la combinación de alcohol y éter. En la superficie exterior del tubo se marcan divisiones uniformemente espaciadas para controlar la burbuja. Normalmente estas divisiones son de 2 mm (líneas parisiense "pars").

Se conoce como directriz del nivel a la línea tangente a la superficie superior interna del frasco en su punto medio.

La sensibilidad del nivel, la establece el radio de curvatura del frasco. A mayor radio corresponde mayor sensibilidad y a mayor sensibilidad precisión aunque mayor tiempo de centrado. Este parámetro se expresa en dos formas:

- por el ángulo en segundos sexagesimales subtendidos por 1 pars
- por el radio de curvatura del frasco.

Mediante un sistema óptico se logra una burbuja del tipo "de coincidencia", en el cual la burbuja se centra haciendo coincidir los dos extremos opuestos de la burbuja hasta formar una curva continua (Figura 4.2).

Una burbuja normal se puede central con una precisión de alrededor de un 10% de su sensibilidad y la de coincidencia con aproximadamente 2.5% de precisión.

Un método para determinar la sensibilidad del nivel y/o su radio de curvatura es el siguiente:

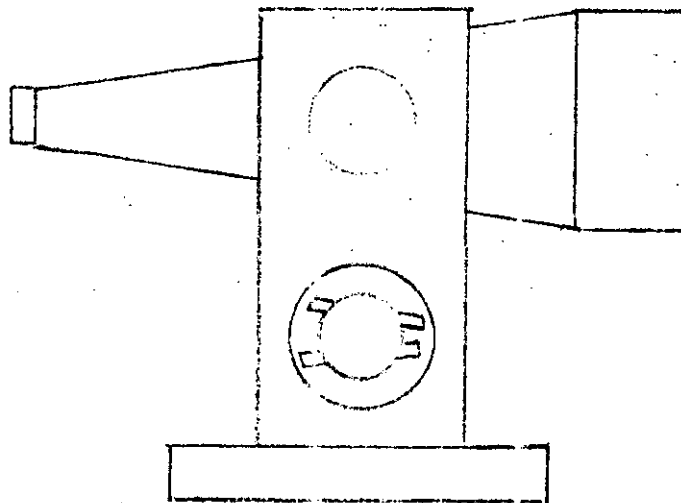
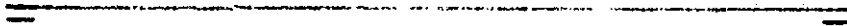
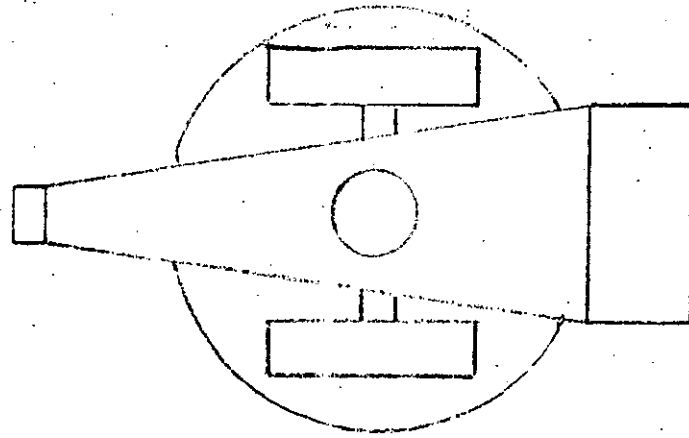


FIGURA 4.1 TEODOLITO

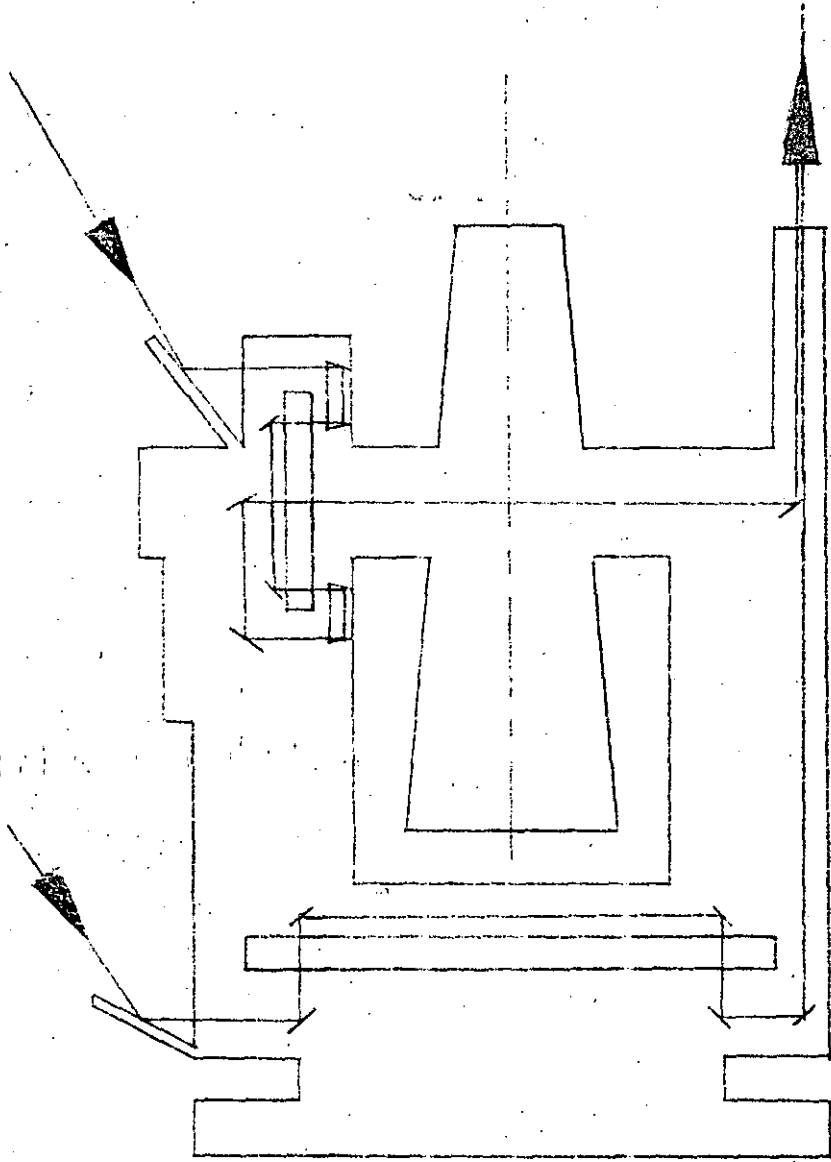
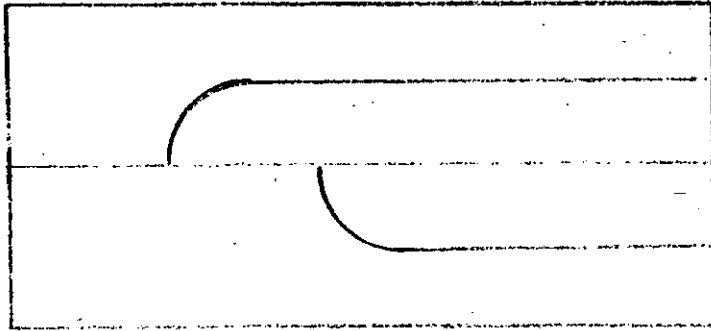
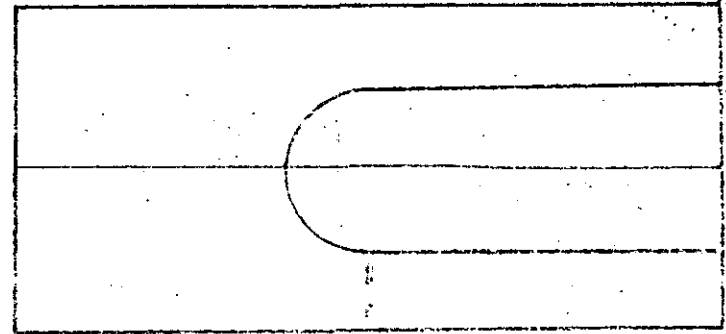


FIGURA 4.1' CORTE DE UN TEEDOLITO



BURBUJA NO COINCIDENTE



BURBUJA EN COINCIDENCIA

9  
10

FIGURA 4.2 BURBUJA DE NIVEL

te vertical.

63

- b) Efectuese una lectura con la burbuja centrada.
- c) Inclínese el telescopio ligeramente haciendo una nueva lectura en el estadal y midiendo el desplazamiento de la burbuja. Así de la figura 4.5 tenemos que

$$\frac{b}{R} = \frac{h}{D} \quad (4-1)$$

$$R = b \frac{D}{h} \quad (4-2)$$

$$e'' = \frac{b}{R} 206265 \quad (4-3)$$

sustituyendo (4-2) en (4-3)

$$e'' = \frac{h}{bD} b 206265 \quad (4-4)$$

$$e'' = \frac{h}{D} 206265 \quad (4-5)$$

Tomando por "n" el número de divisiones recorridas por la burbuja

$$e'' = \frac{e}{n} = \frac{h}{nD} 206265 \quad (4-6)$$

El ángulo  $e''$  indica la rotación angular que se produce cuando la burbuja se mueve de una línea a la siguiente.

Generalmente una división del frasco es igual a 2mm. Evaluando la fórmula (4-3) obtenemos la tabla 4.1.

$e''$	1	5	10	20	30
R (m)	413.52	82.57	41.25	20.63	13.75

TABLA 4.1 RADIO DE CURVATURA DEL NIVEL TUBULAR

#### 4.1.2 Anteojo

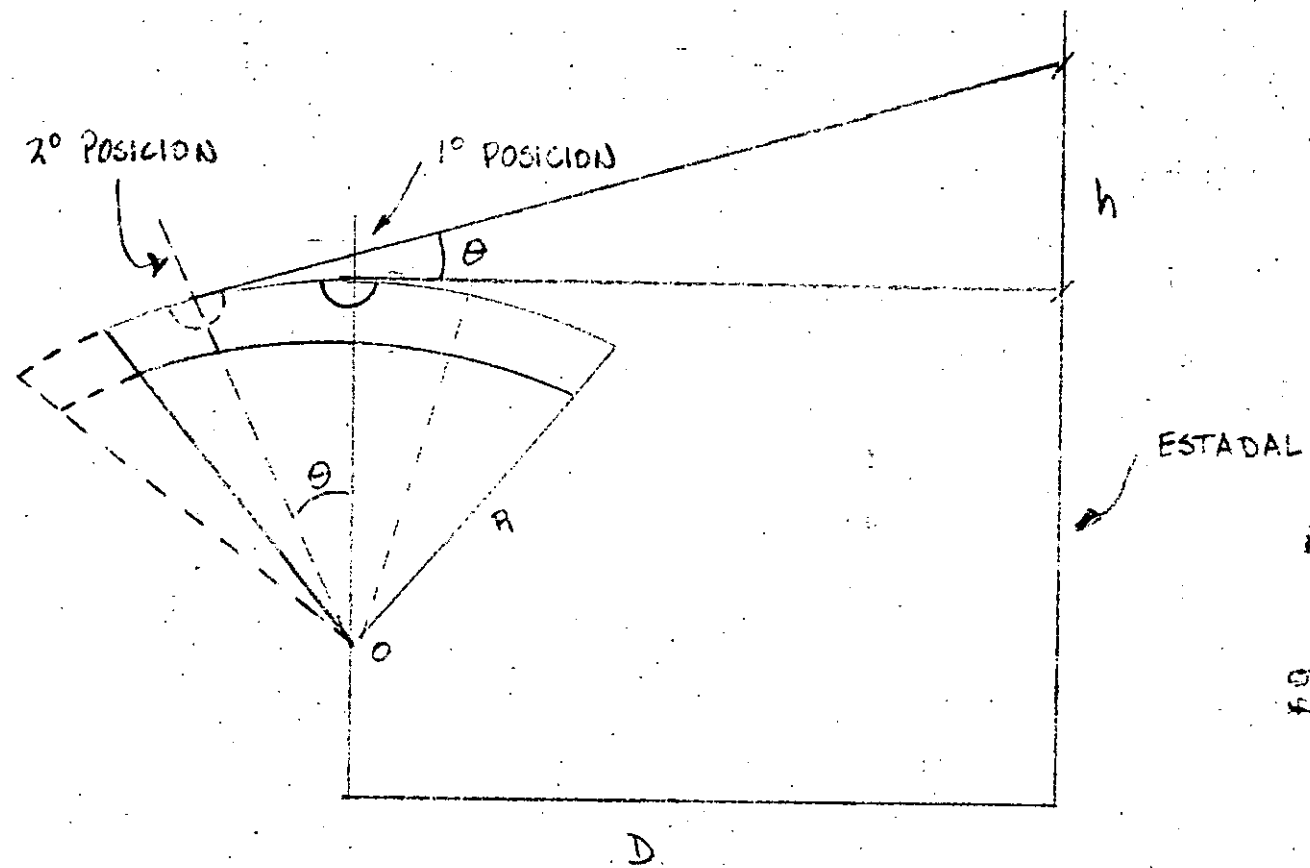
Es un tubo metálico que consta fundamentalmente de cuatro partes: Objetivo, lente de enfoque, retícula y ocular (Figura 4.4).

El objetivo es una lente compuesta, cuyo eje óptico es coincidente con el tubo y con pérdida mínima de luz por reflexión y aberración.

La lente de enfoque esta montada en el interior del anteojo y esta provista de movimiento deslizante. Su función es hacer que la luz que incide al objetivo este a foco en el plano de la retícula.

La retícula es un vidrio plano en el cual se proyecta la imagen. Tiene líneas diametrales grabadas en cruz, una de las cuales debe ser horizontal y la otra vertical, incluyendo algunos, dos líneas cortas equidistantes del hilo horizontal, las que se conocen como hilos estadimétricos. Originalmente los hilos se construían de tela de araña, filamentos de platino o de vidrio estriado. En la ma





64

FIGURA 4.3 SENSIBILIDAD DEL NIVEL

OBJETIVO

TORNILLO DE ENFOQUE

OCULAR

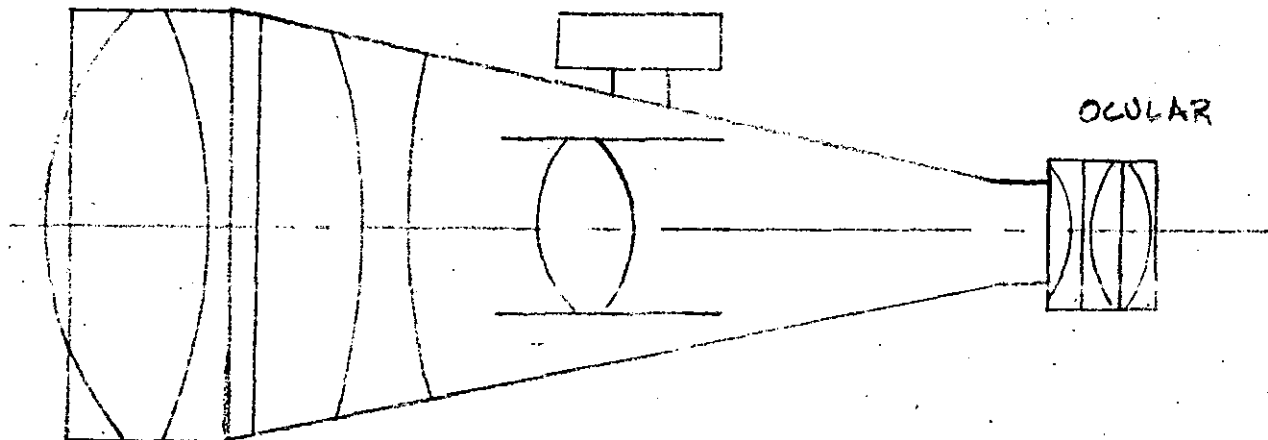


FIGURA 4.4 TELESCOPIO

yoría de los instrumentos modernos son líneas grabadas con filamentos de metal oscuro incrustados en las rayas. Algunos tipos de retícula se presentan en la figura 4.5.

60

El ocular es un microscopio cuya finalidad es amplificar la imagen proyectada en la retícula. Puede constar de dos o cuatro lentes para dar imagen invertida o derecha. Tienen su propio mecanismo de enfoque para adaptarlas a la capacidad visual del observador.

Durante la observación con un telescopio topográfico es muy importante que la imagen se forme con absoluta nitidez en la retícula mediante el enfoque adecuado. Para comprobar que se realice, el observador puede mover la cabeza en sentido horizontal o vertical, y si nota que los hilos parecen moverse con respecto a la imagen, existirá mal enfoque, fenómeno conocido como paralaje, lo que hace imposible que la observación sea de buena calidad. Se debe a que la imagen se forma atrás o adelante de la retícula. Para reducir este efecto, se puede seguir el procedimiento indicado a continuación:

- 1) Obsérvese el cielo con el anteojo y muevase el enfoque del ocular hasta que los hilos se vean con la mayor nitidez.
- 2) Obsérvese un objeto distante y enfóquese el anteojo hasta lograr la mayor claridad de definición.
- 3) Pruebase si existe paralaje y de ser así repita la operación.

Algunos conceptos fundamentales de la óptica del anteojo se describen brevemente a continuación, con objeto de comprender mejor como pueden estos incidir en el logro de una correcta operación del equipo.

**PODER DE RESOLUCION**, es la capacidad de una lente para descubrir detalles y se expresa en segundos de arco, según el ángulo entre dos puntos lo suficientemente apartados como para distinguirlos como objetos separados y no como un punto difuso. Esta es función de la abertura efectiva del objetivo y es independiente del poder amplificador del sistema óptico. Se calcula aproximadamente con la fórmula

$$R = \frac{14''}{D}$$

(4-7)

donde:

R: ángulo de resolución  
D: abertura de la lente

El poder de resolución teórico del ojo humano es de 60" y la relación de resolución-poder de amplificación, debe llevarse a este límite. Es decir, si se tiene una lente con poder de resolución 3", debe de amplificarse 20 veces para obtener 60", aunque normalmente se usa mayor amplificación, debido a las variaciones en la visión de los observadores.

**AMPLIFICACION**, es la razón entre el tamaño aparente de un objeto visto a través del anteojo, al mismo objeto visto sin ayuda óptica.

Aun cuando la amplificación debe ser mayor que 60/R, hay un lí

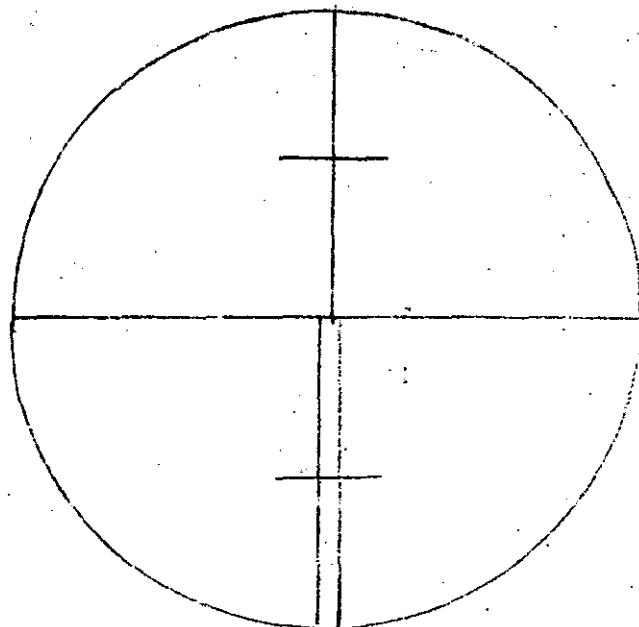
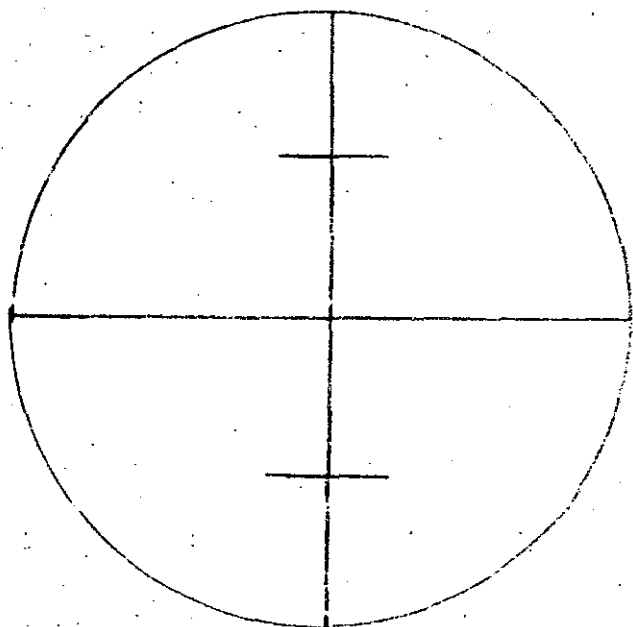


FIGURA 4.5 RETICULAS

mite más allá del cual se demerita la resolución, este es de 2 o 3 veces 60/R. Otros inconvenientes resultan con amplificación grande aun cuando el objetivo permita la resolución necesaria, ya que se puede reducir el campo visual y son más notorios los efectos de reverberación atmosférica.

**DEFINICION;** se entiende el resultado general que se logra con el uso de un anteojo, a mayor definición, mayor claridad de visión y por lo tanto mejor precisión en las punterías.

Los parámetros descritos pueden ser de utilidad para establecer un buen criterio, que permita la selección adecuada del equipo que se vaya a adquirir, en función de las necesidades reales a satisfacer.

El instrumento siempre estará diseñado para mantener el equilibrio entre los diferentes parámetros citados. Por ejemplo, el tránsito de 1' reúne las siguientes características:

Amplificación:	18 a 28 X
Campo visual:	1° a 1° 30'
Resolución:	4" a 5"
Enfoque mínimo:	1.5 a 2.1 m
Sensibilidad de niveles:	
alidada:	0" a 100"/2 mm
del anteojo:	30" a 60"/2 mm
Peso:	5 a 7.5 kg

Algunas características sobresalientes del teodolito moderno se listan a continuación:

- 1) El instrumento en su totalidad es más robusto, compacto, protegido, y ligero que sus antecesores.
- 2) Los anteojos son más cortos y robustos, además cuentan con círculos de vidrio grabados.
- 3) Se montan sobre una base nivelante especial de tres tornillos (plomada óptica), que además permite intercambiar accesorios sin sacar de su centro la base.
- 4) Tanto el círculo vertical como el horizontal se fabrican de vidrio grabando marcas delgadas (aproximadamente de 0.004 mm) y cortas (aproximadamente 0.05 a 0.10 mm) que permiten mayor definición y claridad de lectura.
- 5) La lectura de los círculos se hace normalmente a través de un ocular situado al lado del anteojo y mediante un micrometro o una escala óptica, contando con sistemas de iluminación con luz reflejada del Sol o interna.
- 6) La lectura del círculo vertical se relaciona con mayor precisión a la gravedad, mediante un compensador automático o un nivel de índice, generalmente de coincidencia.
- 7) Son fácilmente adaptables los distanciómetros electrónicos a estos teodolitos.
- 8) el acoplamiento al trípode se hace mediante un sistema tornillo-tuerca de 1.6 cm (5/8").

En la tabla 4.2 se presenta un resumen de las características técnicas de diferentes marcas y modelos de teodolitos.

#### 4.2 Clasificación de los Teodolitos.

Entre las posibilidades de clasificar los teodolitos, se harán dos distinciones: la primera por cuanto a la precisión que se puede lograr y la segunda por cuanto al funcionamiento de su círculo horizontal.

En el primer caso, se puede intentar clasificar en cuatro categorías:

- a) Teodolitos pequeños, en los que la lectura se hace mediante el vernier y con la ayuda de una lupa; sus círculos son metálicos, el horizontal de 6 a 8 cm de diámetros y el vertical de 5 a 7 cm; la lectura estimada es de 1'.

Se usa principalmente en construcción y levantamientos sencillos de carácter legal.

- b) Teodolitos de ingeniería, en el cual la lectura se hace mediante un micrómetro sobre una escala óptica sobre un círculo de cristal y la estimación es del orden de 10" a 20".

- c) Teodolito de precisión, es de lectura con micrómetro óptico en el que se logran estimaciones de 1" o menos y cuyos círculos son de cristal, de 10 a 13 cm en el horizontal y de 7 a 9 cm en el vertical.

Se utiliza en trabajos topográficos de alta precisión, así como en levantamientos geodésicos de precisión media.

- d) Teodolitos de alta precisión, son similares en el diseño a los anteriores, aunque introducen mejores características de amplificación, resolución, etc.; la lectura directa es de 1" y se aprecian fracciones menores.

Son usados en trabajos de astronomía de posición y trabajos geodésicos de primer orden.

Los círculos de lectura mencionados antes se describen brevemente a continuación.

- i) Vernier: Es un instrumento mecánico bastante simple que permite una aceptable precisión de lectura. Consiste básicamente en sobreponer dos escalas con diferente graduación y la lectura se hace en donde las escalas coinciden.

Si la unidad del círculo principal es  $c$  y la del vernier es  $v$  con  $n$  unidades, se tiene:

$$(n-1)c = nv$$

(4-8)

lo que permite una desviación estándar de alrededor de media unidad del vernier.

- ii) Escala óptica: Simplemente se sobrepone una escala auxiliar al círculo principal, permitiendo hacer la lectura directamente con el índice de dicha escala.

CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS TEODOLITOS

MARCA	MODELO	TIPO	LECTURA DIRECTA HOR. VER.	AUMENTO	IMAGEN	DIST. MIN. ENFOQUE (mts)	CONSTANTES MULTIPLICACION ADICION	SENSIBILIDAD DE LA ALIDADA	PESO Kgs		
<b>TEODOLITOS DE ALTA PRECISION</b>											
WILD KERN	T-4 DK M3-A	MIC. OPTICO	0.1 0.5	0.2 0.5	60, 80 45	INVERTIDA RECTA	≈ 100 5	— —	1.0 / 2mm 10.0 / 2mm	50.0 14.2	
WILD KERN	T-3 DK M3	MIC. OPTICO	0.2 0.5	0.2 0.5	20, 30, 40 45	INVERTIDA RECTA	4.6 5	— —	6.5 / 2mm 10.0 / 2mm	11.2 12.2	
<b>TEODOLITOS DE PRECISION</b>											
WILD KERN	T-2 DK M2-A	MIC. OPTICO	1.0	1.0	30	RECTA	2.2	100	0	20.0 / 2mm	6.0
WILD KERN	Tn-2	MIC. OPTICO	1.0	1.0	32	INVERTIDA	1.5	100	0	20.0 / 2mm	6.2
WILD KERN	TREO 010-A	MIC. OPTICO	1.0	1.0	30	RECTA	1.6	100	VARIABLE	20.0 / 2mm	5.2
WILD KERN	Te-B2	MIC. OPTICO	1.0	1.0	30	RECTA	1.5	100	0	20.0 / 2mm	6.0
WILD KERN	T-1	MIC. OPTICO	1.0	1.0	30	RECTA	2.0	100	0	20.0 / 2mm	5.5
WILD KERN	K1-M	MIC. OPTICO	6.0	6.0	30	RECTA	1.7	100	0	30.0 / 2mm	5.8
WILD KERN	K1-M	MIC. OPTICO	6.0	6.0	30	RECTA	1.5	100	0	30.0 / 2mm	4.6
WILD KERN	TM-5	MIC. OPTICO	6.0	6.0	30	RECTA	1.3	100	0	30.0 / 2mm	5.6
<b>TEODOLITOS DE INGENIERO</b>											
WILD KERN	TM-20E	MIC. OPTICO	20"	20"	30	RECTA	1.3	100	0	40.0 / 2mm	4.6
WILD KERN	T0-20	VERNIER	20"	1"	28	RECTA	1.2	100	0	90.0 / 2mm	5.0
WILD KERN	T10	ESCALA OPTICO	1"	1"	30	RECTA	1.7	100	0	30.0 / 2mm	5.3
WILD KERN	K1-5	ESCALA OPTICO	0.5	0.5	30	INVERTIDA	1.5	100	0	30.0 / 2mm	4.6
WILD KERN	Tn-3	MIC. OPTICO	0.5	0.5	25	RECTA	1.2	100	VARIABLE	30.0 / 2mm	3.5
WILD KERN	TS-20E	ESCALA OPTICO	1"	1"	30	RECTA	1.3	100	0	40.0 / 2mm	3.5
WILD KERN	T00E	ESCALA OPTICO	1"	1"	30	RECTA	1.5	100	0	40.0 / 2mm	4.6
WILD KERN	Tn-12	ESCALA OPTICO	1"	1"	30	RECTA	1.6	100	VARIABLE	20.0 / 2mm	5.2
WILD KERN	Tn-4	ESCALA OPTICO	1"	1"	25	RECTA	1.2	100	VARIABLE	30.0 / 2mm	4.5
WILD KERN	E 01	VERNIER	1"	1"	26	RECTA	1.2	100	0	30.0 / 2mm	2.7
<b>TEODOLITOS PEQUEÑOS</b>											
WILD KERN	T0	MIC. OPTICO	20" mic	5' esc.	20	RECTA	1.0	100	0	4.0 / 2mm	2.7
WILD KERN	T05	ESCALA OPTICA	5'	5'	19	RECTA	0.8	100	0	6.0 / 2mm	3.0
WILD KERN	K0-5	ESCALA OPTICA	5'	5'	19	RECTA	0.75	100	0	8.0 / 2mm	4.3
WILD KERN	Tn-5	ESCALA OPTICA	5'	5'	25	RECTA	1.20	100	VARIABLE	30.0 / 2mm	3.2
<b>TEODOLITOS ELECTRONICOS</b>											
WILD KERN	T 2000	ELECTRONICO	0.5	0.5	32	RECTA	1.7	100	0	20.0 / 2mm	14.5
WILD KERN	ALIDADA ALIDADA 700	ELECTRONICO	2"	3"	30	RECTA	1.7	—	—	20.0 / 2mm	14.5

NOTAS: LAS ESPECIFICACIONES SON LAS DADAS POR EL FABRICANTE, EL HECHO DE MENCIONAR MARCAS NO IMPLICA COMPROMISO DE NINGUNA ESPECIE CON LOS FABRICANTES

- iii) Micrometro óptico: Las partes diametralmente opuestas de los círculos se sobrepone opticamente, de manera que las imágenes pueden ser movidas con la ayuda de un micrómetro, lo que equivale a tener un promedio de lecturas.

Recientemente se esta introduciendo en Mexico un nuevo sistema de medicion angular, que consiste de una combinacion optica-electronica en la que se tiene un círculo con trazos sensibles. Es un sistema de medicion de círculo dinámico en funcion del tiempo que capta todos los trazos del círculo, eliminando posibles errores de graduacion; además se tiene captación diametral para eliminar errores de excentricidad. Normalmente la salida se da en forma digital en una pantalla; tal es el caso de los modernos dispositivos llamados "unidades totales".

Por lo que toca al funcionamiento del círculo horizontal, los teodolitos se pueden clasificar en repetidores o direccionales.

#### 4.2.1 Teodolitos repetidores.

Consisten de un mecanismo de doble eje acimutal o de un tornillo fijador de repetición. Tiene la particularidad de que su círculo horizontal puede fijarse indistintamente a la base o a la alidada. De igual manera que el teodolito común, este diseño permite repetir un ángulo cualquier número de veces y acumularlo directamente en el círculo. Algunos de este tipo son el Theo 020a y el T1, de escala optica el primero y micrometro óptico el segundo.

El círculo vertical funciona de manera similar al horizontal; para la referencia del plano horizontal se tiene un nivel de índice normalmente del tipo de coincidencia o bien un sistema compensador automatico.

##### 4.2.1.1 Medicion angular

La medicion de un ángulo simple con teodolito repetidor se realiza accionando tanto el tornillo general como el particular y sus respectivos tangenciales. Una vez verificado el estado del instrumento, centrado y nivelado en la estacion, proceda como sigue:

- 1) Afloje ambos movimientos (general y particular).
- 2) Aproxime la lectura a ceros (o al origen deseado) y ajuste el movimiento particular, afinando la lectura a ceros con el tangencial respectivo, efectuando siempre giros en el sentido de las manecillas del reloj, para evitar resorteo.
- 3) Dirija la visual al punto origen con el movimiento general y apretando una vez hecha la punteria.
- 4) Ahora haga punteria en el vértice de cierre utilizando el movimiento particular, desde luego afinando con el tangencial.
- 5) Realice la lectura del ángulo en esta posición.

Ahora bien, si se desea medir el ángulo por repetición, siga el método descrito para la primera lectura y conservandola regrese a la visual origen para repetir el procedimiento indicado, lo que irá sumando el ángulo tantas veces como lo repita. Si la suma exce-



de de  $360^\circ$  tome nota de ello para que al efectuar el promedio este hecho sea tomado en cuenta.

Se sugiere la conveniencia de repetir un número par de veces el ángulo intercambiando el círculo vertical a la izquierda y a la derecha para disminuir los errores instrumentales.

La medición del ángulo vertical o cenital es una operación sumamente sencilla desde el punto de vista geométrico, ya que el origen se tiene ya sea en el horizonte o en el cenit, y el instrumento graduado de  $0^\circ$  a  $360^\circ$  o de  $45^\circ$  a  $135^\circ$  se lleva al origen mediante un nivel índice o un sistema compensador automático, de manera que la medición consiste en que, una vez centrado y nivelado el aparato se dirige la visual al punto deseado y se efectúe la lectura correspondiente. Algunas observaciones adicionales a los ángulos verticales se hacen en la parte de teodolitos direccionales.

#### 4.2.2 Teodolitos de direcciones

En este tipo de instrumentos no se cuenta con doble movimiento horizontal, sino que su eje acimutal es sencillo. Esto significa que más que medir ángulos se miden direcciones y por diferencias de lecturas direccionales, se obtienen ángulos. Dentro del equipo de precisión estos son más usuales y como ejemplo se tiene: El teodolito KERN DKM2-A, WILD T2 Y T3, el Th2 de Zeiss o el Theo 010A de Luft. Generalmente la lectura es micrométrica, lo que reduce el error de excentricidad. Igual que en los teodolitos repetidores el plano de referencia para las medidas de ángulos verticales, se logra a través del nivel de índice del tipo de burbuja o mediante un sistema compensador automático.

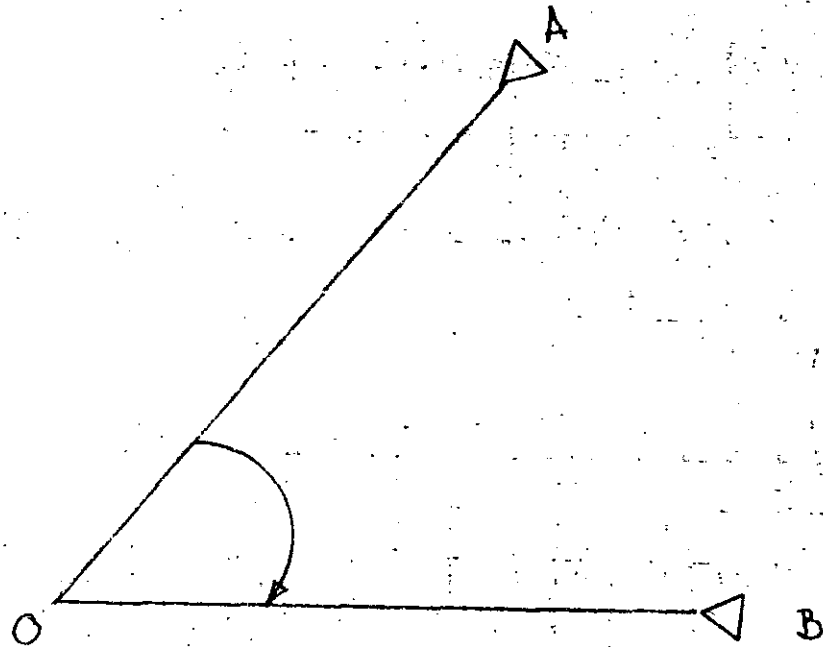
##### 4.2.2.1 Medición de ángulos

Según ya se había mencionado, la medida de un ángulo resulta de la diferencia de dos direcciones, que no son más que lecturas del círculo horizontal tomadas en las estaciones sucesivas. Aun cuando el teodolito de direcciones solo tiene movimiento horizontal, es posible cambiar el origen de lectura mediante un tornillo selector. Para distribuir las lecturas alrededor del círculo, con objeto de minimizar los errores de graduación, se recomienda incrementar el origen de lectura según la relación  $180^\circ/n$ , siendo  $n$  el número de series que se van a medir el ángulo. Se entiende por serie a la medida del ángulo en las dos posiciones del círculo vertical (I, izquierda o D, derecha), esto es, si se quiere medir el ángulo AOB de la figura 4.5:

- 1) Se dirige la visual OA con el círculo a la izquierda, eligiendo un origen, p.e.  $0^\circ 00' 10''$
- 2) Se gira el anteojo para visar B y se efectúa la lectura p.e.  $35^\circ 10' 15''$
- 3) Se invierte el telescopio y se gira acimutalmente hasta ver nuevamente B, pero ahora con el círculo vertical a la derecha p.e.  $215^\circ 10' 20''$
- 4) Se observa nuevamente hacia A para cerrar la serie, p.e.  $180^\circ 00' 10''$

El ángulo AOB resulta del promedio de las diferencias medidas, con la ventaja de que este método elimina el error de colimación ho

68



73

FIGURA 4.5' MEDICION ANGULAR.

horizontal. Numerando convenientemente las series se tendrá:

SERIE	P. C.	P. O.	DIR	DIF	PROM
I	A		0° 00' 10" 0		
I	B	35	10 15.0	35° 10' 05" 0	
D	B	215	10 20.0		35° 10' 07" 5
D	A	180	00 10.0	35 10 10.0	

En cuanto a los ángulos verticales o cenitales, hay que tener en cuenta que existen teodolitos con círculo vertical graduado de 0° a 360° y otros de 45° a 135° con círculo a la derecha y de 135° a 45° con círculo a la izquierda, por lo que se tendrá:

1 caso

$$z = 180^\circ + (I - D) / 2 \quad (4-9)$$

$$v = (D - I) / 2 - 90^\circ \quad (4-10)$$

2 caso

$$z = 90^\circ + D - I \quad (4-11)$$

$$v = I - D \quad (4-12)$$

En lo que toca a la forma de hacer la lectura, tanto en el círculo horizontal como en el vertical, se deberá sujetar a las características de cada marca y modelo del instrumento.

Cuando se utilice teodolito con nivel de índice, deberá hacerse la coincidencia cada vez que se lea un ángulo vertical o cenital

#### 4.3 Manipulación y Centrado

Esta clase de instrumentos requiere de algunos cuidados especiales, ya que desde que son sacados de su estuche deberán seguirse procedimientos adecuados para evitar un desajuste. Al sacarlo tómelo de las asideras que para ello tiene, o de no ser así, del soporte del anteojo. Atornillelo firmemente al trípode, que a su vez ha de estar firmemente emplazado. Nunca deben forzarse los movimientos. Antes de iniciar cualquier trabajo con el teodolito es necesario revisar sus ajustes. Las condiciones fundamentales que deberá llenar son las siguientes:

- la línea de colimación debe ser perpendicular al eje horizontal.
- El eje horizontal debe ser perpendicular al eje vertical.
- El eje vertical debe ser realmente vertical.

Adicionalmente debe verificarse el buen funcionamiento de la plomada óptica cuando esta se usa.

Para efectuar la revisión y las correcciones procedentes, se recomienda seguir las instrucciones dadas por el fabricante de cada marca y modelo instrumental, que normalmente están suficientemente documentadas.

Una vez comprobado el buen funcionamiento instrumental, para centrarlo se sigue un proceso de tanteos, en el cual se logra la ni

velación aproximada mediante el nivel circular; despues se verifica con la plomada óptica, desplazando hacia los lados el instrumento, lo necesario hasta centrarlo con precisión. A continuación se efectúa una nivelación mas exacta empleando el nivel de la alidada, viendo nuevamente la plomada para reajustarla. Repita el procedimiento cuidadosamente hasta lograr la nivelación y el centrado simultaneo. Una vez logrado, se este en posibilidad de medir angulos de acuerdo a los procedimientos descritos. Al terminar las operaciones, límpiase el intrumento con un lienzo suave y guardese cuidadosamente en su estuche, cuidando de que no quede ningún movimiento forzado y comprobando que se tenga el absorbente de humedad en buen estado, ya que esta es causa de severos daños al instrumento.

#### 4.4 Fuentes de Error en la Medición de Angulos

Se pueden clasificar en tres las diferentes fuentes de error - que ocurren cuando se miden ángulos: errores instrumentales, naturales y personales, así como las equivocaciones.

##### 4.4.1 Errores instrumentales

Aun cuando se efectuen todas las correcciones al equipo, siempre quedarán algunos residuales, los mas conocidos son:

**ERROR DE COLIMACION HORIZONTAL.** Este es causado por la falta de perpendicularidad entre la línea de colimación y el eje de alturas.

Supongase que se tiene un error de colimación positivo  $\alpha$  (Figura 4.6). Si se invierte el aparato para quedar con el círculo a la derecha, el error sera  $-\alpha$ . Como consecuencia, el error de colimación quedara eliminado si las observaciones en ambas posiciones - del círculo, ya que al promediar las lecturas se tendra  $\alpha - \alpha = 0$ .

**ERROR DE COLIMACION VERTICAL.** Este error puede ser provocado - ya sea por la desviación del hilo horizontal de la reticula o por un error del nivel de índice. Tiene el mismo efecto que si el cero de la graduación del círculo vertical se desviara cierto ángulo  $\alpha$  - con respecto al cenit.

Si se tiene un círculo vertical graduado de  $0^\circ$  a  $360^\circ$ , con un error de colimación vertical de  $\alpha$  en la posición del anteojo con círculo a la izquierda (Figura 4.7), si se invierte y se apunta al mismo punto el error de colimación sera de  $-\alpha$ .

Las dos distancias cenitales medidas serán

$$z_i = z - \alpha \tag{4-13}$$

y

$$z_d = 360^\circ - z - \alpha \tag{4-14}$$

de donde se tendra que la distancia cenital sin error de colimación sera

$$z = 180^\circ - (z_d - z_i) / 2 \tag{4-15}$$

**ERROR DE EXCENTRICIDAD.** Se debe a la falta de coincidencia del centro del círculo horizontal con el eje vertical del aparato.

Supongase el círculo de la figura 4.8 con centro en O e imagi-

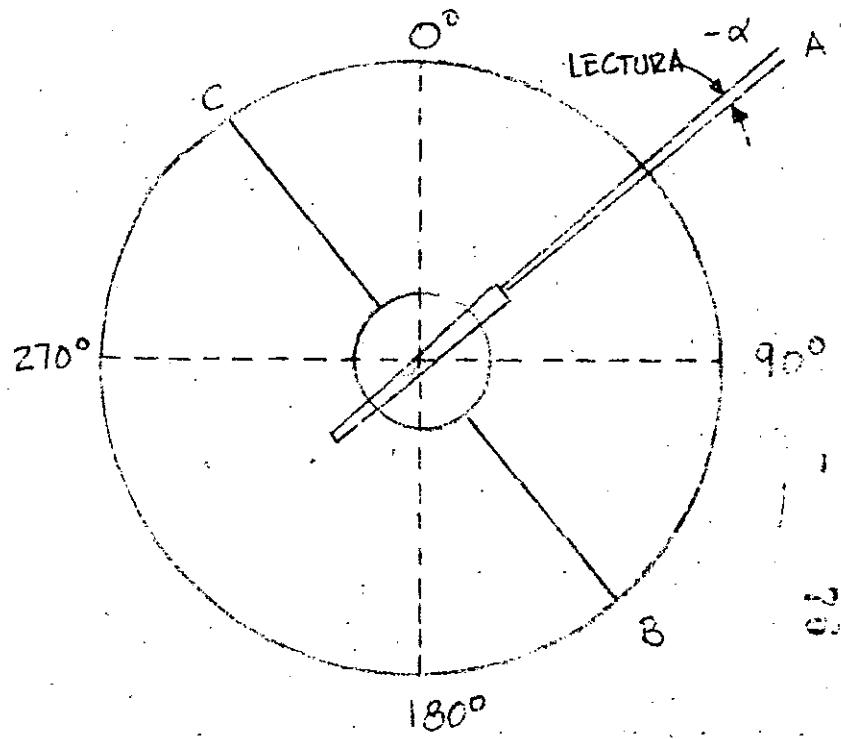
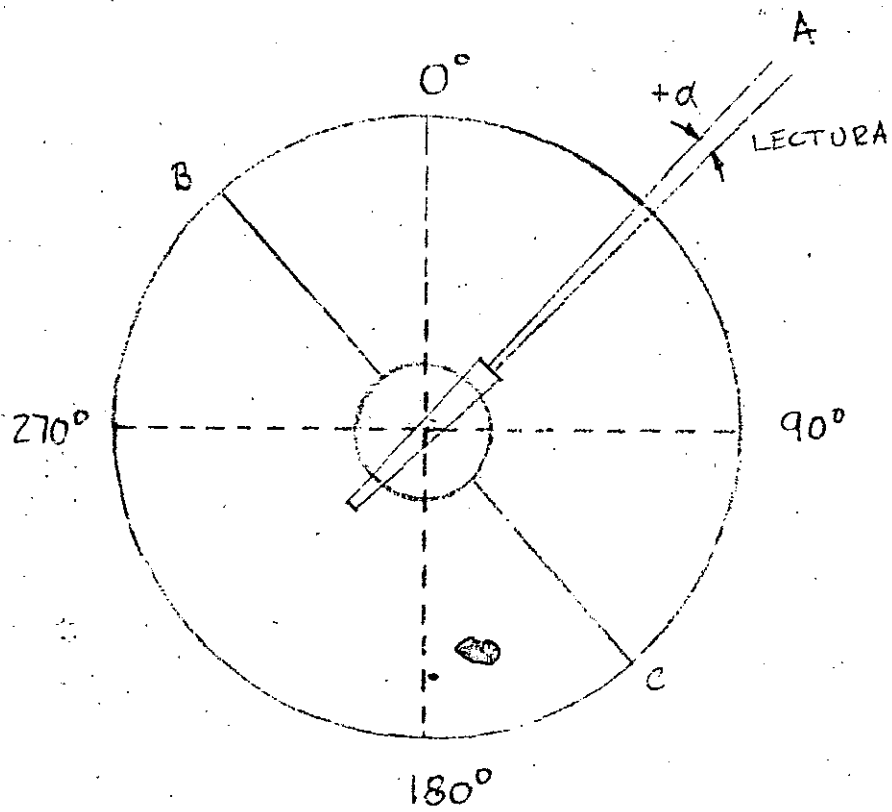


FIGURA 4.6 ERROR DE COLIMACION HORIZONTAL

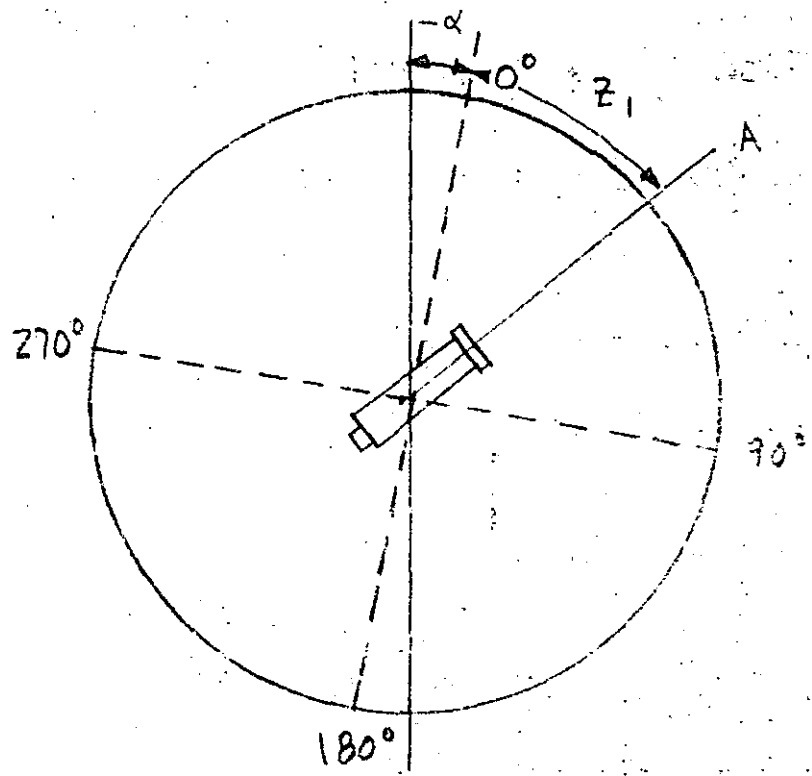
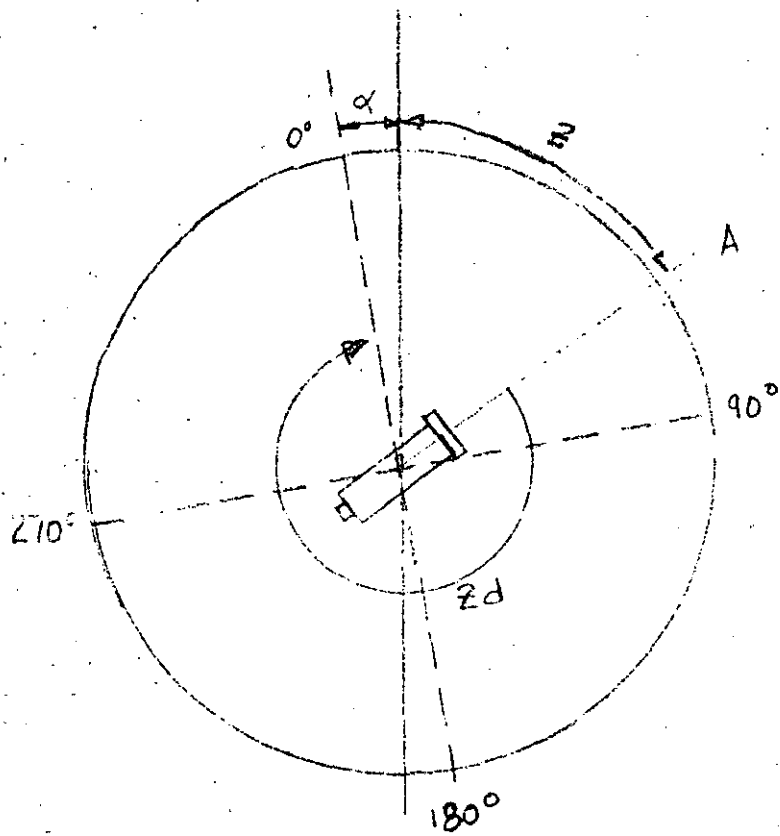


FIGURA 4.7 ERROR DE COLIMACION VERTICAL

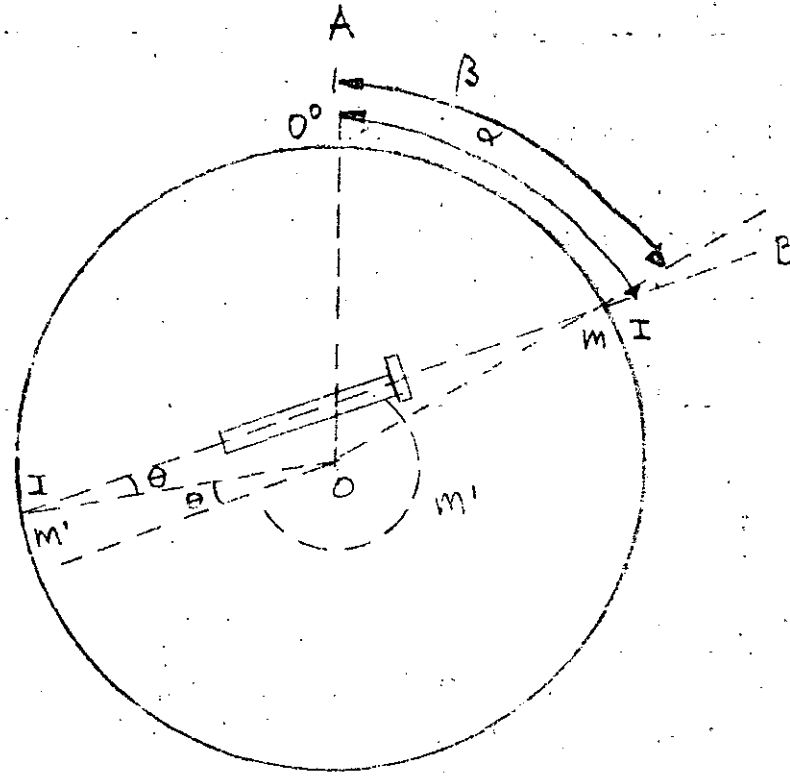


FIGURA 4.8 ERROR DE EXCENTRICIDAD

nese que CB es la proyección del eje vertical del instrumento. La distancia OC es el error de excentricidad.

78

El instrumento gira alrededor del punto C y por tanto, al ángulo real entre dos puntos dados A y B, será realmente  $\alpha$  mientras que el que obtenga por medición será  $\beta$ . La diferencia  $e = \alpha - \beta$  representa el error debido a la excentricidad de OC.

Si el cero de la graduación del círculo horizontal coincide con la visual hacia A, al ángulo  $\beta$  será la lectura  $m$  que se hace directamente en dicho círculo y  $\alpha = e + m$ .

Si es posible leer un índice  $I'$  diametralmente opuesto a  $I$  y si es  $m'$  la lectura de ese índice, entonces

$$\alpha' = \alpha + 180^\circ = m' - e \quad (4-16)$$

sumando las dos últimas expresiones y despejando  $\alpha$ :

$$\alpha = (m + m' - 180^\circ) / 2 \quad (4-17)$$

lo cual elimina el error de excentricidad. Aquí se ve claro que cuando se utiliza micrómetro óptico este error se elimina automáticamente, en virtud de que el promedio se está haciendo en la lectura misma.

**ERROR DE GRADUACION DEL CIRCULO HORIZONTAL Y VERTICAL.** Se debe a errores en la fabricación del instrumento y la única manera de evitarlo es promediando lecturas en diferentes sectores del círculo horizontal y vertical.

#### 4.4.2 Errores naturales

**VIENTO.** El principal efecto que produce es la vibración instrumental. Cuando esto ocurra se deberá suspender el trabajo si es necesario, a menos que se utilice una protección adecuada.

**REFRACCION.** Se debe a las diferentes densidades del aire por la que atraviesa la visual, lo que origina desviación de la misma. Se recomienda no pasar visuales rasantes o cercanas a construcciones.

**CAMBIOS DE TEMPERATURA EN EL INSTRUMENTO.** Las diferentes temperaturas en el instrumento ocasionan cambios dimensionales desiguales y por consecuencia errores en las operaciones. Para minimizar el efecto se recomienda proteger el equipo de los rayos directos del Sol.

**MOVIMIENTOS DEL TRIPODE.** Ocurren sobre todo cuando el trípode se asienta en terreno blando o pantanoso. En todo caso se sugiere hacer rápidas observaciones y si es necesario, hincar estacas para soportar el trípode.

#### 4.4.3 Errores personales.

**INSTRUMENTO MAL CENTRADO.** Se recomienda comprobar el centrado durante la operación.

**INSTRUMENTO MAL NIVELADO.** Se debe comprobar el estado de las burbujas a intervalos, pero nunca se debe de renivelar, entre la visual inicial y la final, sino solamente antes y después de estas.



**ENFOQUE INADECUADO.** Debe enfocarse cuidadosamente para evitar el error de paralaje, siguiendo las instrucciones dadas al inicio de este capítulo.

79

**ERROR DE LECTURA.** Solo se puede recomendar que el observador se familiarice con el instrumento de lectura.

**USO INCORRECTO DE LOS TORNILLOS.** El operador debe familiarizarse con cada uno de los tornillos. También se recomienda que el ajuste final de los tornillos tangenciales se haga un giro positivo para evitar el resorteo.

#### 4.4.4 Equivocaciones

Algunas equivocaciones comunes que hay que tratar de evitar son:

**LECTURAS INCORRECTAS.** Se sugiere que el anotador repita el valor que apuntó.

**UTILIZAR PUNTOS EQUIVOCADOS**

**MANIPULAR LOS TORNILLOS INCORRECTOS**

## 5. POLIGONALES

80

### 5.1 Definición y Aplicaciones

La poligonal es un método de posicionamiento horizontal ampliamente usado en la actualidad, sobre todo por la facilidad con que se puede medir distancias con los nuevos equipos electrónicos y la alta precisión en la medida angular.

consiste de una serie de líneas consecutivas cuyas longitudes y direcciones se determinan a través de la medición directa en campo. Hay básicamente tres tipos de poligonales:

- i) Cerrada.
- ii) Abierta geoméricamente y cerrada analíticamente.
- iii) Abierta geométrica y analíticamente.

#### 5.1.1 Poligonales cerradas

Las poligonales cerradas son aquellas que inician y terminan en un mismo punto, formando un polígono cerrado geométrica y analíticamente (Figura 5.1).

#### 5.1.2 Poligonal abierta geoméricamente y cerrada analíticamente.

Inicia en un vertice que forma parte de un lado de control conocido de igual o mayor precisión y termina en otro de las mismas características (Figura 5.2).

#### 5.1.3 poligonal abierta geométrica y analíticamente.

Es una serie de líneas sin puntos de apoyo, por lo que no se recomiendan en ningún caso, ya que no hay comprobación posible, excepto de control acimutal a través de orientaciones astronómicas. Su aplicación son las radiaciones.

### 5.2 Métodos de Observación.

#### 5.2.1 Medición de longitudes.

Dependiendo de la calidad deseada en el producto, pueden medirse las distancias con cinta, estadia o equipo electromagnético. Este está siendo muy usado en función de la rapidez y alta precisión que permite.

#### 5.2.2 Medición angular

Dado que la mayoría de los instrumentos modernos cuentan con brújula, además de que es poco recomendable para orientar con precisión una poligonal, normalmente se aconseja realizar las poligonales por medición directa de ángulos, ya sean interiores o exteriores, a la derecha o izquierda.

Es conveniente usar la misma técnica para toda la poligonal, para llevar al mínimo la posibilidad de cometer errores o confundir las anotaciones.

Siempre que sea posible debiera ligarse el nuevo levantamiento a otros ya existentes, de preferencia que formen parte de la Red.

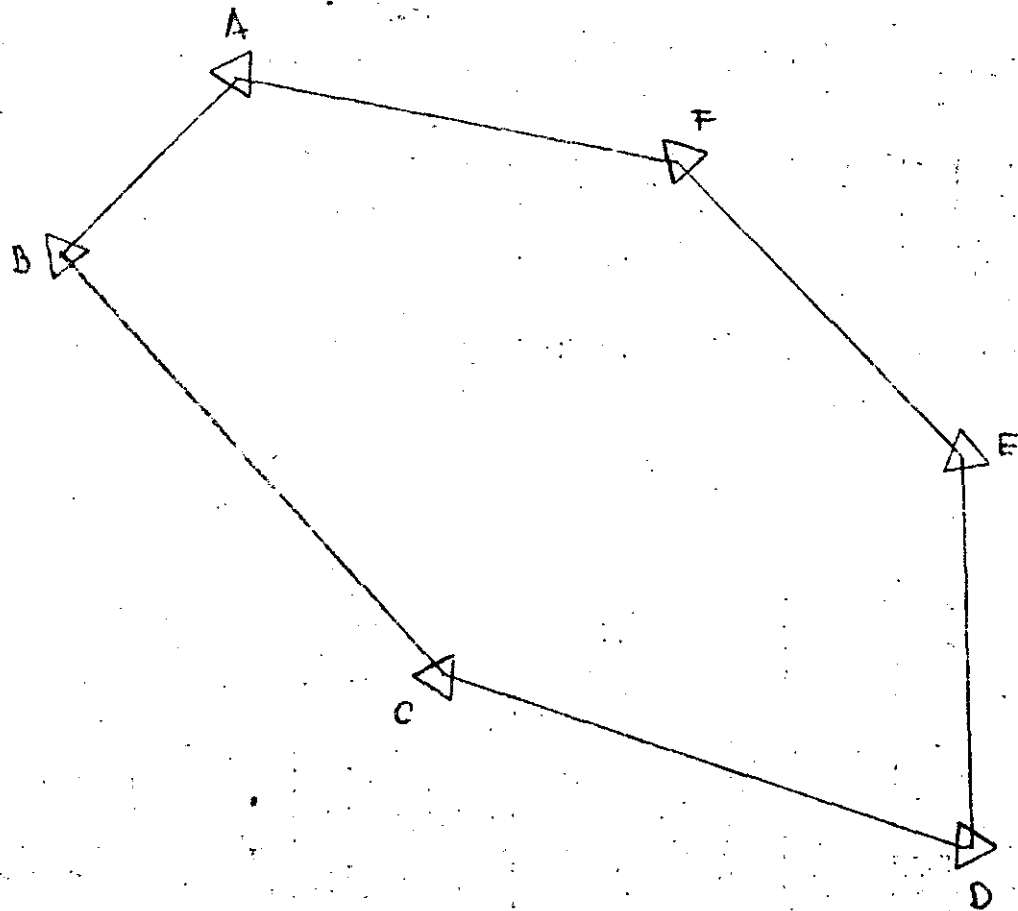


FIGURA 5.1 POLIGONAL CERRADA

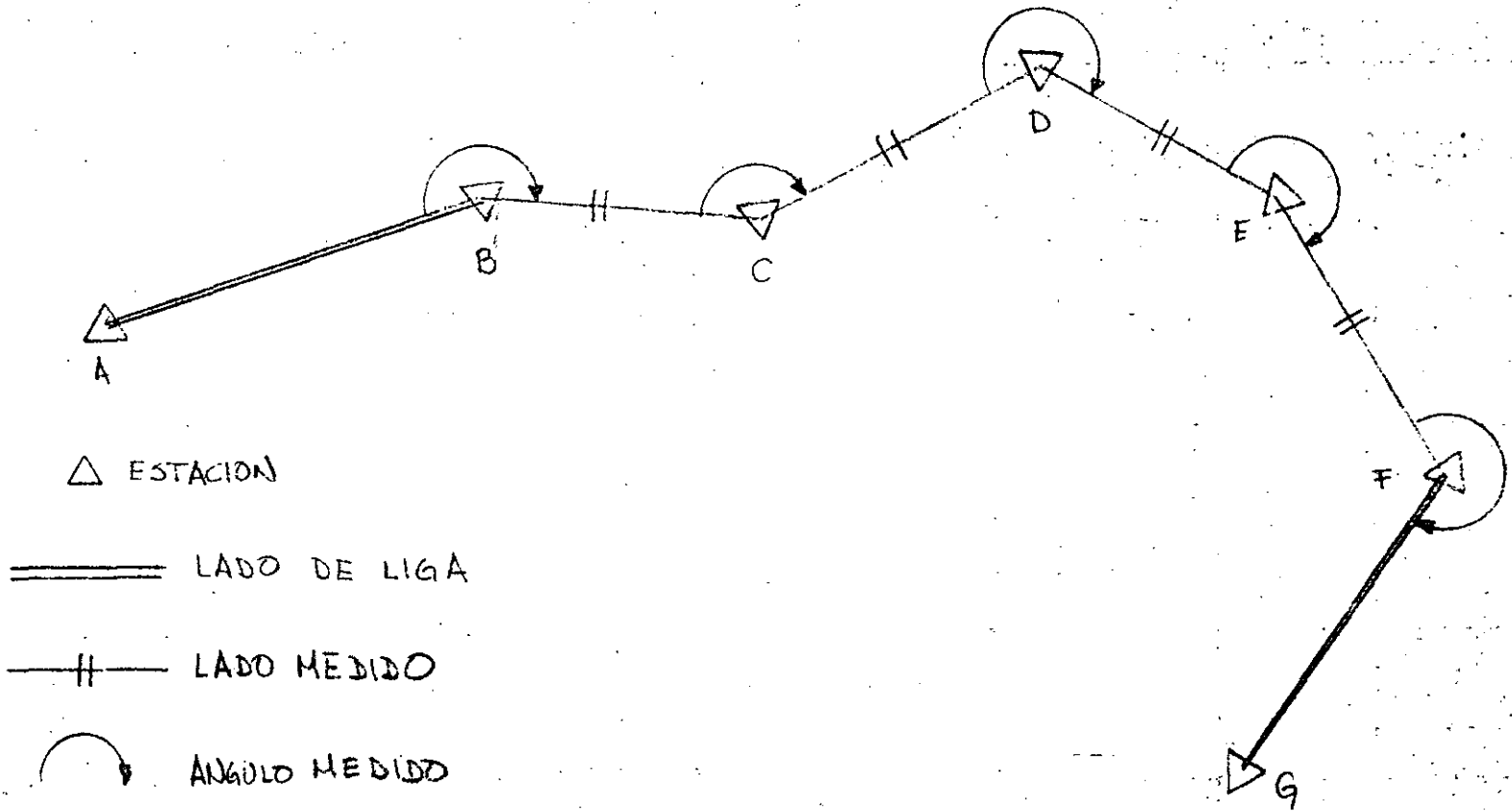


FIGURA 5.2 POLIGONAL ABIERTA

### 5.2.3 Causas de error y equivocaciones

Los errores que más comúnmente se cometen en el levantamiento de una poligonal, se deberan a los errores en las medidas de ángulos y distancias (ya discutidas), así como de la mala planeación o ejecución del trabajo.

Algunas de las equivocaciones más frecuentes son ocupar estaciones equivocadas, orientar incorrectamente la poligonal, confundir ángulos a la derecha o izquierda, entre otras.

### 5.3 Anteproyecto

Antes de iniciar en el campo cualquier levantamiento, es necesario definir con absoluta claridad el objetivo buscado, para en función de este, establecer la metodología a seguir y el equipo que se deba emplear. Una de las fases importantes, es la de recopilación de la información existente para la elaboración del anteproyecto. Esta información podrá ser cartográfica, topográfica, climatológica, estadística o de cualquier otro tipo que sea requerida para lograr un anteproyecto realista y ejecutable. Se recomienda que siempre se cuente con un anteproyecto que permita la optimización de recursos, basada en el conocimiento a-priori de lo que se va a ejecutar.

Una buena información recopilada en cruzamiento con la definición del objetivo, permitan establecer confiablemente el anteproyecto (planeación), lo que su a vez dara posibilidad de hacer la programación más adecuada a las necesidades del trabajo. En el documento de anteproyecto se deberan plasmar, además del trabajo mismo a ejecutar, todos los aspectos informativos que se considere sirvan de apoyo para una mejor realización, como son vías de acceso a la zona; facilidades de conseguir en el sitio los materiales, suministros, alimentos, etc.; grado de riesgo en que se trabajara; probabilidades de lluvias o nevadas; entre otros.

En este punto ya se tendran definidas las metodologías, normas y especificaciones, así como los equipos a utilizar y los recursos humanos necesarios para la realización del trabajo. Asimismo, se estará en posibilidad de programar el tiempo de realización, y los recursos financieros y materiales requeridos, con buen grado de confiabilidad.

La siguiente etapa, sera llevar a cabo el trabajo de campo estableciendose el proyecto definitivo.

### 5.4 Selección de Estaciones.

Una vez que se esta en el área del levantamiento y siempre mediante el anteproyecto, se procedera a definir los sitios que ocuparan las estaciones (Reconocimiento), basadas en la observación real y en los lineamientos que para ello se hayan establecido previamente, considerando siempre que una marca topográfica es el unico testigo físico que queda de una gran inversión de recursos humanos, técnicos, materiales y financieros.

Despues de esta selección, algunos detalles del anteproyecto

las necesidades con pintura, estacas, clavos, varrillas o placas empotradas en roca, pavimento o monumentos construidos expresamente.

Las mediciones siguen a todo este proceso, las cuales siempre deberán comprobarse en campo en todo lo posible. Se sabe, por ejemplo, que la condición angular de cierre de un polígono es para ángulos interiores

$$\text{Suma de ángulos} = 180^\circ (n-2) \quad (5-1)$$

y para ángulos exteriores

$$\text{Suma de ángulos} = 180^\circ (n+2) \quad (5-2)$$

donde  $n$  es el número de ángulos, y que la tolerancia se da en función de la calidad deseada y no en función del equipo, como a menudo se cree, ya que el equipo se selecciona precisamente para el trabajo y no el trabajo para el equipo.

Se reitera que todo lo comprobable en campo debe comprobarse, para evitar al máximo posible que los errores se detecten una vez que la zona de trabajo se ha dejado. Con el equipo moderno, las comprobaciones son cada vez más sencillas, ya que muchos de estos cuentan con dispositivos electrónicos de procesamiento de datos integrados que permiten rápidos cálculos y verificaciones.

## 5.5 Cálculo de Poligonales

### 5.5.1 Proyecciones ortogonales

El método más usual en topografía para el cálculo de poligonales, se basa en el sistema de proyecciones ortogonales. Esto es, si se tiene un lado cualquiera de longitud  $l$  y rumbo  $R$  (Figura 5.3), las proyecciones de un lado cualquiera, sobre cada uno de los ejes es:

$$X = l \cdot \text{sen } R \quad (5-3)$$

$$Y = l \cdot \text{cos } R \quad (5-4)$$

por lo que, si se conocen las coordenadas de origen, como en el caso de la figura 5.3, además de las proyecciones, se pueden fácilmente determinar las coordenadas del extremo de la línea. Esto es:

$$X_B = X_A + \Delta X_{AB} \quad (5-5)$$

$$Y_B = Y_A + \Delta Y_{AB} \quad (5-6)$$

### 5.5.2 Condición de cierre

Un polígono cerrado (analíticamente o geométricamente y analíticamente) debe cumplir con dos condiciones de cierre:

i) angular

ii) lineal

Si es un polígono cerrado geométricamente y analíticamente, figura 5.1, la condición de cierre se establece con las fórmulas 5-1 y 5-2

En caso de que se trate de un polígono cerrado analíticamente,

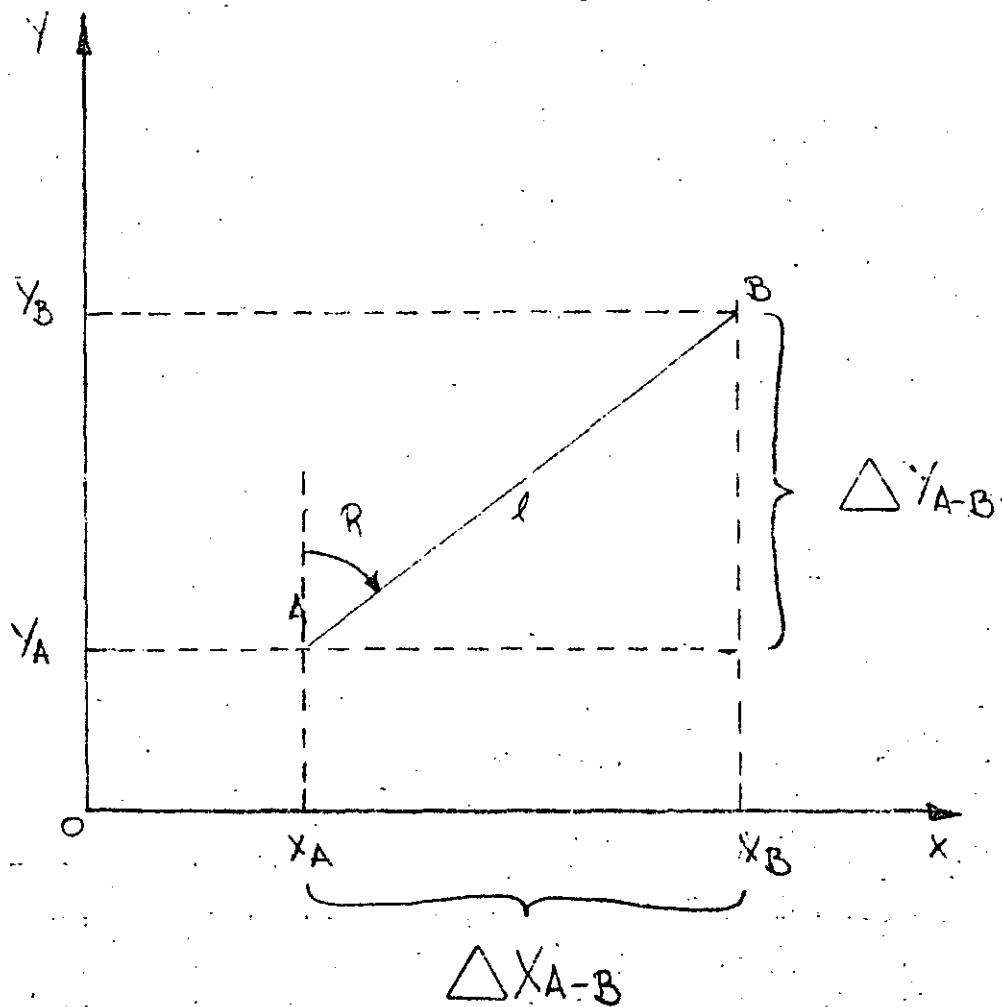


FIGURA 5.3 PROYECCIONES ORTOGONALES

figura 5.2, la condición de cierre sera:

$$AZf = AZi + 180^\circ + \sum a \quad (5-7)$$

donde

AZf: acimut final  
AZi: acimut inicial  
a: ángulo

desde luego, restando  $360^\circ$  cada vez que se acumulen.

Evidentemente, dada la inevitable ocurrencia de errores en el levantamiento, en ninguno de los dos casos se cumplira el cierre angular. A este respecto, una primera precaución debera tomarse antes de abandonar la zona de trabajo, y es verificar y comparar el error de cierre angular contra el error máximo permisible (tolerancia), que a su vez se estableciera de acuerdo a los objetivos de calidad del levantamiento.

Si el error angular esta por debajo de la tolerancia, se puede dar por terminado la medición angular, ya que se efectuara una compensación para distribuir de alguna manera los errores acumulados; en caso contrario, se recomienda repetir esta tarea.

La condición de cierre lineal para un poligono cerrado como el de la figura 5.1, es que la suma algebraica tanto de las proyecciones en el eje X como en el eje Y, iguallen a cero, ya que se esta regresando al punto de partida. Esto es:

$$PX = 0 \quad (5-8)$$

$$PY = 0 \quad (5-9)$$

A cualquier diferencia con respecto a esta condición, se le considerara como error de cierre lineal. En la realidad se tiene:

$$PX = EX \quad (5-10)$$

$$PY = EY \quad (5-11)$$

donde EX y EY son los errores respectivos en X y Y, que tambien de alguna manera deberan distribuirse para evitar la acumulación en un solo punto.

Para la poligonal cerrada solo analíticamente (Figura 5.2), las condiciones de cierre lineal se establecen como sigue:

$$XFp = XI + \sum \Delta X \quad (5-12)$$

$$YFp = YI + \sum \Delta Y \quad (5-13)$$

en donde XFp y YFp se les llamara coordenadas finales propagadas.

Las coordenadas fijas del punto final son, XF y YF, y el error de cierre lineal sera:

$$EX = XFp - XF \quad (5-14)$$

$$EY = YFp - YF \quad (5-15)$$



Tradicionalmente, la magnitud de estos errores no era determinada en campo, dado que es necesario llevar a cabo algunos cálculos que, si no se dispone de cierto apoyo de dispositivos electrónicos, resultan bastante laboriosos. Esto podía originar la necesidad de regresar a la zona del levantamiento después de efectuado el proceso de gabinete, lo cual de ninguna forma es lo más aconsejable.

En la actualidad, con la alta disponibilidad de pequeños dispositivos de cálculo, comodamente portables en campo y que operan bajo prácticamente cualquier condición, permiten no solo la detección del error, sino ir mucho más allá con el cálculo.

5.5.3 Métodos de compensación

5.5.3.1 Compensación angular

La compensación del error angular se puede efectuar por tres métodos:

- a) arbitrarios
- b) distribución lineal según el número de ángulos
- c) ajuste riguroso por mínimos cuadrados

5.5.3.1.1 Método arbitrario

Según este criterio, la distribución del error se hace de acuerdo al buen juicio del técnico que realizó el levantamiento, aplicando mayores correcciones a los ángulos en que sospeche que las operaciones y/o condiciones de observación fueron más deficientes. No es un método recomendable, ya que pueden darse diferentes soluciones, según la interpretación dada a dichas condiciones. Por ejemplo, para el caso siguiente, las correcciones basadas en este criterio podría ser

EST	ANG.	OBS.	CORR.	ANG.	CORR.
A	87°	35'	-01'	87°	35'
B	96	45		96	45
C	74	28	-01	74	27
D	101	14		101	13
SUMA	360	02	-02	360	00

$E = (360^{\circ} 02') - (360^{\circ} 00') = 02''$

podrá tal vez optarse por corregir 1' en los vertice A y C, o cualquier otra combinación.

5.5.3.1.2 Distribución lineal

En este caso simplemente se distribuye el error angular proporcionalmente al número de ángulos medidos, lo que equivale a darle igual confiabilidad a cada ángulo, esto es:

EST	ANG.	OBS.	CORR.	ANG.	CORR.
A	87°	35'	-30"	87°	34' 30"
B	96	45	-30	96	44 30
C	74	28	-30	74	27 30
D	101	14	-30	101	13 30
SUMA	360	02	-120	360	00 00

$$E = (360^\circ - 02') - 360^\circ = 02'$$

$$C_u = 02' / 4 = 30''$$

83

Aquí se presenta un problema de cifras significativas, ya que al ver los resultados se pensara que las mediciones se apreciaron al segundo más próximo, lo cual no es real. Lo que se aconseja en este caso es puntualizar la realidad para evitar confusiones.

### 5.5.3.1.3 Ajuste riguroso

Este es el método más recomendable, ya que de acuerdo a las leyes de la probabilidad y los métodos estadísticos, es el que distribuye los errores de manera más real al minimizar los cuadrados de los residuos (diferencias entre valor real y valor más probable). Una desventaja podría ser el hecho de requerir procedimientos operacionales mucho más complejos, que puede ser vencida si se cuenta con una pequeña computadora y el soporte lógico ('SOFTWARE' o conjunto de programas de aplicación para resolver el programa).

### 5.5.3.2 Compensación lineal

El ajuste del error lineal se puede realizar también por diversos métodos:

- a) arbitrario
- b) del tránsito
- c) de la brújula o de Bowditch
- d) de Crandall
- e) de mínimos cuadrados

#### 5.3.3.2.1 Método arbitrario

Como el caso análogo del error angular, este tampoco se basa en reglas fijas ni ecuaciones, sino que el error se distribuye arbitrariamente de acuerdo a las condiciones que prevalecen en campo. No se aconseja más que en caso en los cuales se buscan soluciones aproximadas.

#### 5.3.3.2.2 Método del tránsito

La distribución del error se basa en la relación que existe entre las proyecciones sobre los ejes coordenados y el error total sobre ellos

$$\frac{CY_i}{EY} = \frac{PY_i}{\sum |PY|} \quad (5-16)$$

$$\frac{CX_i}{EX} = \frac{PX_i}{\sum |PX|} \quad (5-17)$$

Su uso se recomienda cuando se asume que los ángulos se miden con mayor precisión que las distancias, como es el caso de levantamientos de estadia, aunque entre sí tanto los ángulos como las distancias presuponen la misma precisión. En la práctica se aplica poco debido a que se obtienen diferentes resultados para cada meridiano posible adoptado (Figura 5.4).

ADJUSTE POR EL METODO DEL TRANSITO

PROYECIONAL DEL LIBRO TOPOGRAFIA MODERNA

RUMBO	PROYECCIONES SIN CORREGIR				CORRECCIONES	
	G	M	S	N	E	W
24 09 60.00				255.482	125.724	-0.106 0.047
75 24 60.00				-153.704	590.783	-0.064 0.220
15 30 0.00				-691.276	-192.540	-0.288 0.072
1 42 0.00				202.911	-6.022	-0.084 0.002
53 6 0.00				393.494	-517.412	-0.161 0.193

ESTACION	COORDENADAS	
	X	Y
A	10000.000	10000.000
B	10255.988	10125.678
C	10162.348	10716.241
D	9468.360	10523.629
E	9611.355	10517.605

-0.704

GUZA 3.4 COMPENSACION

1  
89

### 5.5.3.2.3 Método de la brújula o de Bowditch

Se basa en la relación entre el error total y la longitud de los lados:

$$\frac{CY_i}{EY} = \frac{D_i}{\sum D} \quad - \quad 90 \quad (5-18)$$

$$\frac{CX_i}{EX} = \frac{D_i}{\sum D} \quad (5-19)$$

Asume que las mediciones angulares y lineales tienen relativamente la misma precisión. Es empleado en levantamiento con tránsito de 1' y cinta al milímetro, o con teodolito de precisión y mediciones electromagnética de distancias (Figura 5.5).

### 5.5.3.2.4 Método de Crandall

Por este método se ajustan primero los ángulos, distribuyendo el error en partes iguales entre los ángulos medidos. Se mantiene fijos estos y se lleva a cabo el ajuste lineal por un procedimiento de mínimos cuadrados, asignando pesos a las observaciones. El procedimiento es más lento que el anterior y realmente su uso no es muy recomendable si se piensa que en su lugar se puede hacer un ajuste riguroso con un poco más de inversión de tiempo, si se cuenta con algún pequeño equipo de proceso.

Fue ideado este método para ajustar poligonales en que las medidas angulares sean más confiables que las lineales, por ejemplo una poligonal levantada con estadia.

### 5.5.3.2.5 Método de mínimos cuadrados

Con este método es posible ajustar simultáneamente las medidas angulares y lineales, sin importar la precisión relativa que estas tengan, ya que a cada observación se le puede asignar su propio peso relativo. Es este el método más recomendable para todo tipo de ajuste topográficos, incluyendo por supuesto, el ajuste de poligonales. Una de las grandes ventajas es que la solución dada es única, independientemente de la combinación de datos que se haga, sobre todo en redes de poligonales. Otra ventaja es que resulta posible determinar la confiabilidad independiente de cada punto dentro del todo que conformen las poligonales que se ajustan.

En realidad, no ha sido utilizado sistemáticamente por lo laborioso de los cálculos que requiere, sin embargo, con el uso cada vez más amplio que se hace de las computadoras en Topografía, se cree que es el método que debiera aplicarse siempre que fuera posible, en función de las ventajas que representa.

### 5.5.4 Cálculo por dispositivos electrónicos

Los cálculos en la topografía requieren solo de aritmética, geometría general y analítica, y de trigonometría plana. Las cuales se pueden manejar fácilmente con calculadoras y computadoras electrónicas, las cuales se han convertido en equipo indispensable para los cálculos topográficos.

Se puede pensar en dos clasificaciones generales de los dispo-



sitivos electrónicos para el cálculo

1) Calculadoras de bolsillo y calculadoras programables

2) Computadoras

92

Las calculadoras de bolsillo, en particular las que tiene funciones trigonométricas incorporadas, son indispensables para un profesional de la topografía en la práctica moderna. Tiene la ventaja de que por su reducido tamaño y bajo consumo de energía, se pueden transportar al campo y verificar los datos observados antes de regresar al gabinete. Algunos modelos avanzados de calculadoras incluyen desde unos cuantos pasos de programa hasta varios cientos. Las casa fabricantes, tanto de equipo de cómputo como de topografía, ofrecen paquetes de programas integrados en pequeños módulos preprogramados intercambiables; para resolver algunos de los problemas más típicos de la Ingeniería Topográfica.

Con el avance de la electrónica, es común encontrar en casi cualquier gabinete topográfico pequeños microrprocesadores para realizar los cálculos topográficos en forma automatizada. Las computadoras realizan las operaciones en base a una serie de proposiciones escritas en un lenguaje determinado. Esta secuencia recibe el nombre de 'programa', los lenguajes de programación se han orientado hacia diferentes campos del saber humano. El FORTRAN es un lenguaje universal, que se ideó para resolver problemas científicos y de Ingeniería. El programa FORTRAN que se presenta en la figura 5.6 realiza el cálculo de una poligonal abierta o cerrada; compensando las proyecciones por el método de Bowditch o el Tránsito; el cálculo del error lineal de cierre y la precisión. Adicionalmente, el programa calcula el área, utilizando el método de productos cruzados.

Queda fuera del alcance de estas notas la descripción detallada del lenguaje FORTRAN y de los procedimientos de programación para computadoras. A quien tenga interés se le aconseja consultar algún texto sobre la materia; sin embargo, se harán algunos comentarios en relación con el programa de la figura 5.6.

Las instrucciones FORTRAN contenidas en la lista constituyen el programa fuente, el cual es el medio de llevar instrucciones a la computadora para resolver un problema particular. Sin embargo esta secuencia no es inteligible para la computadora y tiene que ser transformada en una secuencia de unos y ceros, lenguaje de máquina, por medio del compilador, convirtiéndose en un programa ejecutable.

También la información numérica, datos de entrada, para resolver el problema debe darse a la computadora, para esto las tarjetas se preparan como sigue

-Primera tarjeta (opciones)

COLUMNA	FORMATO	COMENTARIO
1	I1	Con un 1 ajusta la poligonal por el método de Bowditch, con un 0 no lo hace.
2	I1	Con un 1 ajusta la poligonal por el método del Tránsito, con un 0 no lo hace.
3	I1	Con un 1 considera la poligonal sin coordenadas de cierre y solamente hace el cálculo de las proyecciones

```
IMPLICIT REAL*(A-H,O-Z)
CHARACTER*5 EST,PD
CHARACTER*2 B
DIMENSION EST(100),PU(100),D(100),O(100),G(100),PX(100),PY(100)
X(100),Y(100),PXC(100),PYC(100),CU(10),IOP(4)
```

```
I=1
IP=0
IIP=0
XE=0.00
XW=0.00
YN=0.00
YS=0.00
XL=0.00
READ(5,1030)(IOP(LL),LL=1,4)
READ(5,1020)(CO(LL),LL=1,10)
READ(5,1010)X(1),Y(1)
IF(IOP(4).EQ.1) READ(5,1010) CCX,CCY
1 READ(5,1000,END=110)EST(1),PU(1),D(1),O(1),IG,M,S
G(I)=IG+M/60.00+S/3600.00
IF(G(I).NE.'M') GOTO 10
G(I)=0.00
GOTO 100
10 IF(O(1).NE.'E') GOTO 20
G(I)=90.00
GOTO 100
20 IF(O(1).NE.'S') GOTO 30
G(I)=180.00
GOTO 100
30 IF(O(1).NE.'W') GOTO 40
G(I)=270.00
GOTO 100
40 IF(O(1).NE.'SE') GOTO 50
G(I)=180.00-G(I)
GOTO 100
50 IF(O(1).NE.'SW') GOTO 60
G(I)=180.00+G(I)
GOTO 100
60 IF(O(1).NE.'NW') GOTO 100
G(I)=360.00-G(I)
100 CONTINUE
G(I)=G(I)/57.2957800
XL=XL+D(I)
I=I+1
GOTO 1
110 CONTINUE
IF(IOP(1).EQ.1.AND.IOP(2).EQ.1) IP=1
I=I-1
DO 120 J=1,I
PX(J)=D(J)*DCOS(G(J))
PY(J)=D(J)*DSIN(G(J))
IF(PX(J).LT.0.00) GOTO 130
XW=XW+PX(J)
GOTO 140
130 XE=XE+PX(J)
140 IF(PY(J).LT.0.00) GOTO 150
YS=YS+PY(J)
GOTO 120
150 YN=YN+PY(J)
120 CONTINUE
IF(IOP(4).EQ.1) GOTO 171
IF(IOP(3).EQ.1) GOTO 350
```

FIGURA 5.0 PROGRAMA POLIGONAL TOPOGRAFICA

```

155  IOP(4)=0
      IF(IOP(2).EQ.1) GOTO 179
      EX=XW+XE
      EY=YS+YN
160  CALL SUBD(EX,EY,XL,D,PX,EY,PXC,PYC,I)
      IOP(1)=0
      GOTO 180
170  CALL TRAN(XW,XE,YS,YN,EX,EY,PX,PY,PXC,PYC,I)
      IOP(2)=0
      IF(IOP(4).NE.1) GOTO 180
171  DO 175 J=1,I
      PXC(J)=PX(J)
175  PYC(J)=PY(J)
180  DO 200 J=1,I
      X(J+1)=X(J)+PXC(J)
200  Y(J+1)=Y(J)+PYC(J)
      IF(IOP(4).EQ.1) EX=X(I)-CCX
      IF(IOP(4).EQ.1) EY=Y(I)-CCY
      IF(IOP(4).EQ.1) GOTO 155
      A1=0.00
      A2=0.00
      X(1+1)=X(1)
      Y(1+1)=Y(1)
      DO 300 J=1,I
      A1=A1+X(J)*Y(J+1)
300  A2=A2+Y(J)*X(J+1)
      AREA=DABS((A1-A2)/2.00)
350  IF(IOP(3).EQ.1) PRINT 2020
      PRINT 2200,(CO(LL),LL=1,10)
      PRINT 3010
      IF(I.GE.25) PRINT 2000
      IF(IP.EQ.1) IIP=1
      IF(IOP(3).EQ.1) GOTO 500
      DO 500 J=1,I
      PRINT 1100,EST(J),X(J),Y(J)
500  CONTINUE
      ET=EX*EX+EY*EY
      ET=DSQR(ET)
      IPREC=XL/ET
      PRINT 2010
      PRINT 4000,EY,EX,ET
      PRINT 4010,IPREC
      IF(IOP(3).EQ.1) GOTO 999
      IF(IOP(4).EQ.1) GOTO 999
      PRINT 4020,AREA
      PRINT 2000
      IF(IOP(1).EQ.1) GOTO 155
1000  FORMAT(2A5,F10.3,A2,I3,I2,F5.2)
1010  FORMAT(2F11.3)
1020  FORMAT(10A4)
1030  FORMAT(4I1)
1100  FORMAT(15X,A5,2X,2F14.3)
2000  FORMAT(1H)
2010  FORMAT(///)
2020  FORMAT(1H1,15X,'PROGRAMA PARA CALCULO DE POLIGONALES TOPOGRAFICAS'
* (//)
2200  FORMAT(15X,10A4,///)
3010  FORMAT(14X,'ESTACION',10X,'A',13X,'Y')
4000  FORMAT(10X,'ERROR EN X',F7.3,4X,'ERROR EN Y',F7.3,7,
* 20X,'ERROR TOTAL',F7.3,///)
4010  FORMAT(10X,'PRECISION 1',110,///)

```

FIGURA 5.4 CONTINUACION



```

4020  FORMAT(10X, 'AREA=', F14.2, ' M2')
999  END
SUBROUTINE BOUND(EX, EY, XL, D, PX, PY, PXC, PYC, I)
IMPLICIT REAL*8(A-H, O-Z)
DIMENSION D(100), PX(100), PY(100), PXC(100), PYC(100)
CX=EX/XL
CY=EY/XL
DO 100 J=1, I
PXC(J)=PX(J)-CX*D(J)
PYC(J)=PY(J)-CY*D(J)
PRINT 1000
PRINT 1100
PRINT 1200
1000  FORMAT(1H1)
1100  FORMAT(15X, 'PROGRAMA PARA CALCULO DE POLIGONALES TOPOGRAFICAS', '/')
1200  FORMAT(15X, 'AJUSTE POR EL METODO DE BOUNDING', '/')
RETURN
END
SUBROUTINE TRAN(XW, XE, YS, YN, SX, EY, PX, PY, PXC, PYC, I)
IMPLICIT REAL*8(A-H, O-Z)
DIMENSION PX(100), PY(100), PXC(100), PYC(100)
SPX=DABS(XW)+DABS(XE)
SPY=DABS(YS)+DABS(YN)
EX=XW+XE
EY=YS+YN
CX=EX/SPX
CY=EY/SPY
DO 100 J=1, I
PXC(J)=PX(J)-CX+ABS(PX(J))
PYC(J)=PY(J)-CY+ABS(PY(J))
100  CONTINUE
PRINT 1000
PRINT 1100
PRINT 1200
1000  FORMAT(1H1)
1100  FORMAT(15X, 'PROGRAMA PARA CALCULO DE POLIGONALES TOPOGRAFICAS', '/')
1200  FORMAT(15X, 'AJUSTE POR EL METODO DEL TRANSITO', '/')
RETURN
END

```

FIGURA 5.6 CONTINUACION

## -Segunda tarjeta (comentarios)

96

COLUMNA	FORMATO	COMENTARIO
1 40	.10A4	Se puede incluir un texto de hasta - de 40 caracteres.

## -Tercera tarjeta (coordenadas)

COLUMNA	FORMATO	COMENTARIO
1 10	F10.3	Coordenada X.
11 20	F10.3	Coordenada Y.

En caso de una poligonal cerrada solamente se requiere una tarjeta, en el caso de la poligonal abierta amarrada en los extremos se requieren dos.

## -Cuarta tarjeta (datos del poligono)

COLUMNA	FORMATO	COMENTARIO
1 5	A5	Nombre del vértice donde se hace estación.
6 10	A5	Nombre del vértice visado.
11 20	F10.3	Distancia horizontal
21 22	A2	Cuadrante de la dirección de la línea, definida por la estación y el vértice visado, de acuerdo con:
	N	Norte
	E	Este
	S	Sur
	W	Oeste
	NE	Noreste
	SE	Sureste
	NW	Noroeste
	SW	Suroeste
	A	Para indicar que son acimutes.

NOTA: de esta tarjeta se deberán codificar tantas como lados tenga la poligonal.

Como se puede apreciar del listado de la figura 5.7, los resultados del proceso consisten en

- Encabezados
- Vértice
- Coordenada X
- Coordenada Y
- Error en el eje X
- Error en el eje Y
- Error total
- Precisión
- Area

## 5.5.5 Causas de error en el cálculo

Algunas fuentes de error en el cálculo de poligonales cerradas son:

- i) Ajuste inapropiado de ángulos.

PROGRAMA PARA CALCULO DE POLIGONALES TOPOGRAFICAS  
 AJUSTE POR EL METODO DEL TRANSITO  
 TOPOGRAFIA MODERNA

ESTACION	X	Y
A	10000.000	10000.000
B	10255.938	10125.678
C	10102.348	10716.241
D	9408.300	10523.629
E	9611.355	10517.605

ERROR EN X = 0.533      ERROR EN Y = -0.704  
 ERROR TOTAL = 0.833

PRECISION = 1/2791

AREA = 1272552.695 M2

PROGRAMA PARA CALCULO DE POLIGONALES TOPOGRAFICAS  
 AJUSTE POR EL METODO DE BONDITCH  
 TOPOGRAFIA MODERNA

ESTACION	X	Y
A	10000.000	10000.000
B	10255.903	10125.583
C	10102.433	10716.314
D	9408.383	10523.618
E	9611.331	10517.552

ERROR EN X = 0.533      ERROR EN Y = -0.704  
 ERROR TOTAL = 0.833

PRECISION = 1/2791

AREA = 1272611.24 M2

FIGURA 5.7 RESULTADOS DEL PROGRAMA

ii) Cálculo erróneo de acimutes o rumbos.

iii) Ajuste inapropiado de proyecciones.

93

iv) Cálculo de las correcciones a un número de cifras decimales mayor que los necesarios.

Entre las equivocaciones más frecuentes se tiene:

i) No ajustar los ángulos antes de propagar rumbos.

ii) Aplicar en el mismo sentido del error las correcciones.

iii) Intercambiar las coordenadas.

#### 5.5.6 Cálculo de áreas

El área de la superficie se calcula por los medio de las coordenadas de los vértices o por medio de planímetros.

##### 5.5.6.1 Productos cruzados

La determinación de áreas por coordenadas es un procedimiento sencillo, de la figura 5.8 tenemos que el área es igual a:

$$\text{Area} = \sum (X_i Y_{i+1} - X_{i+1} Y_i) / 2 \quad (5-20)$$

la ecuación anterior es equivalente a las sumas de las áreas de trapecios parciales.

##### 5.5.6.2 Dobles distancias meridianas (DDM)

Es fácil calcular el área de una poligonal por el método de las dobles distancia meridianas cuando se conocen las proyecciones meridianas (PM) de las líneas o de los lados. La distancia meridiana de un lado de la poligonal es la distancia (perpendicular) del punto central del lado al eje Y de referencia. Así de la figura 5.9 tenemos que

$$\text{Area} = (\sum \text{DDM } P_X) / 2 \quad (5-21)$$

$$\text{DDM}_i = \text{DDM}_{i-1} + P_{Y_i} \quad (5-22)$$

al igual que en el caso de los productos cruzados la formula 5-21 es equivalente a la sumas de las áreas de los trapecios parciales.

##### 5.5.6.3 Dobles distancias paralelas (DDP)

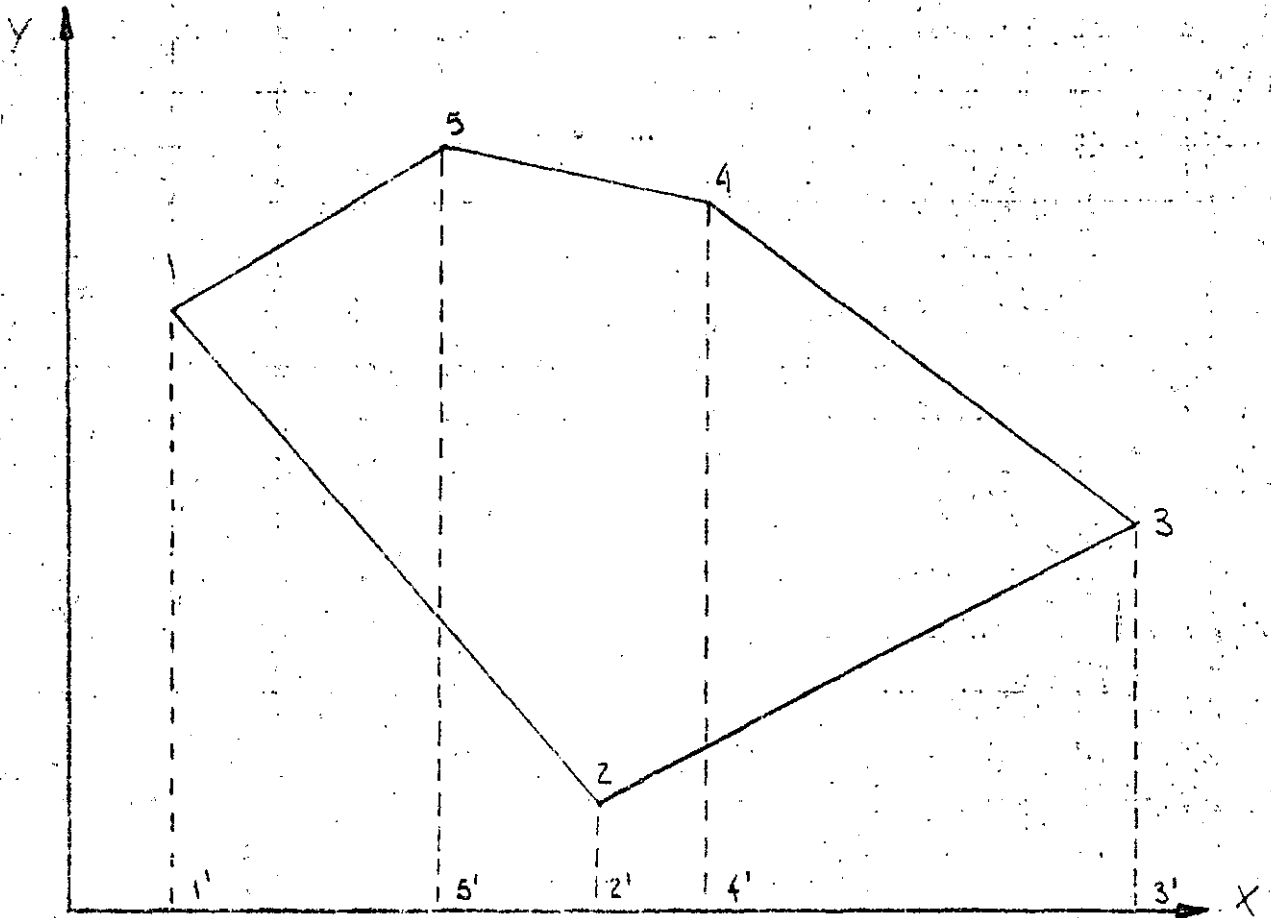
Es exactamente equivalente a las DDM, excepto que se tienen que calcular las proyecciones paralelas (PP), por lo que partiendo de la figura 5.10, se tiene

$$\text{Area} = (\sum \text{DDP } P_Y) / 2 \quad (5-23)$$

$$\text{DDP}_i = \text{DDP}_{i-1} + P_{X_i} \quad (5-24)$$

##### 5.5.6.4 Planímetros

Un planímetro es un integrado mecánico; mide el área de una figura dando una lectura en un dispositivo de tambor cilíndrico rodan



$$\begin{aligned} \text{Area} &= \triangle 1'5'5 + \triangle 5'4'4 + \triangle 4'3'3 - \triangle 1'2'2 - \triangle 2'3'3 \\ &= \sum |X_j Y_{i+1} + X_{i+1} Y_j| / 2 \end{aligned}$$

FIGURA 5.8 PRODUCTOS CRUZADOS

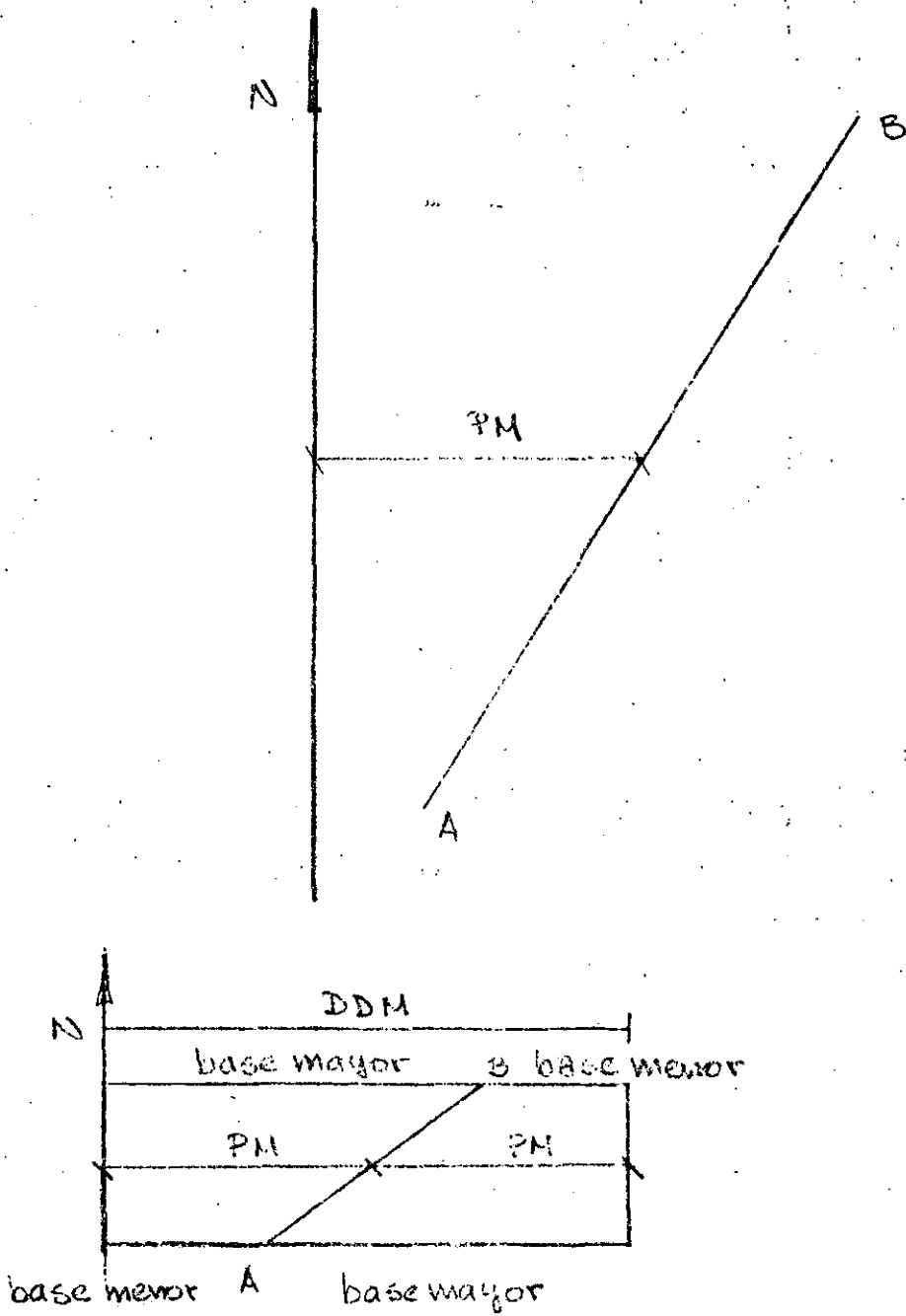


FIGURA 5.9 DOBLE DISTANCIA MERIDIANA

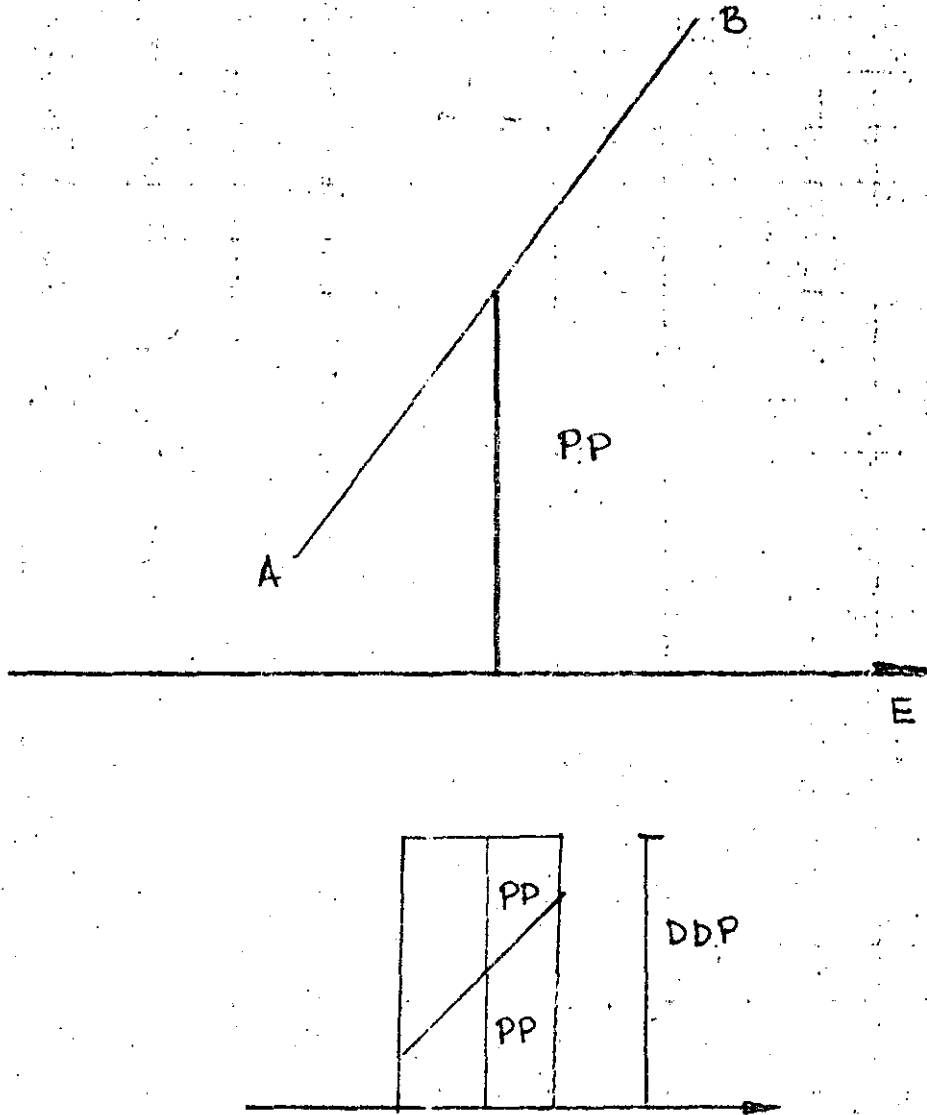


FIGURA 5.10 DOBLE DISTANCIA PARALELA

de conectarse un alfiler, haciendo deslizar una punta sobre la lineadora sobre el contorno de la figura cuya área se trata de medir. Existen muchos tipos de planímetros, pero debido a la poca precisión que proporcionan no son muy recomendables para determinar área que requieran de mucha confiabilidad.

### 5.5.6.5 Causas de error

Entre las fuentes de error en el cálculo de áreas, pueden mencionarse las siguientes:

- i) Ajuste incorrecto de la barra de escala del planímetro.
- ii) Salirse de la orilla en la orilla del papel del plano con el tambor rodante.
- iii) Usar diferentes tipos de papel en el plano.
- iv) No hacer los ajustes a las proyecciones de acuerdo a las condiciones reales.
- v) Errores producidos por las computadoras como pueden ser:
  - v. i) Truncamiento
  - v. ii) Redondeo

El error en el cálculo del área de una poligonal se puede determinar en función de la siguiente relación

$$E = \frac{P}{\sqrt{Bn}} \sqrt{0.00000045P^2 W^2 + \frac{E^2 P}{d}} \quad (5-25)$$

donde

- E: error
- P: perímetro
- n: número de lados
- W: error angular promedio
- Ed: error medido por metro
- d: longitud máxima del instrumento de medida.

Para el planímetro el error se puede determinar con:

$$E = cs + c' Ss \quad (5-26)$$

donde

- E: error
- s: área correspondiente
- c, c' y S: coeficientes

Para el planímetro polar

$$c = 0.00126$$

$$c' = 0.00022$$



Para áreas de 10 cm<sup>2</sup> 1/75  
Para áreas de 20 cm<sup>2</sup> 1/148  
Para áreas de 50 cm<sup>2</sup> 1/355  
Para áreas de 100 cm<sup>2</sup> 1/682  
Para áreas de 200 cm<sup>2</sup> 1/1275

103

Para el planímetro polar de disco

$c = 0.0006$

$c' = 0.000026$

y S

Para áreas de 10 cm<sup>2</sup> 1/1000  
Para áreas de 200 cm<sup>2</sup> 1/10000

## 1.1 Generalidades

El propósito de la Altimetría es determinar la diferencia de elevación entre puntos, o su elevación misma a partir de cierta superficie de referencia. El conocimiento de este parámetro es fundamental en obras de Ingeniería tales como el trazo de vías de comunicación (carreteras, vías férreas, canales, líneas de transmisión, etc.), la construcción de edificios, obras de riego, así como elaboración de planos que muestren la configuración del terreno.

Algunos de los conceptos básicos que se utilizan en este tema son definidos a continuación:

**SUPERFICIE DE NIVEL:** Superficie irregular, aproximadamente elipsoidal, perpendicular a la vertical en cada punto. En Topografía casi siempre esta superficie se considera plana.

**VERTICAL:** Dirección de la gravedad, normalmente materializada por la línea de plomada.

**PLANO HORIZONTAL:** Plano perpendicular a la vertical de lugar.

**DATUM:** Superficie a la cual se refieren las elevaciones. Actualmente la superficie aceptada como tal es el Nivel Medio del Mar.

**NIVEL MEDIO DEL MAR:** Altura media del mar obtenida en un periodo de por lo menos 19 años.

**ALTURA:** Distancia vertical de un punto con respecto a la superficie del terreno.

**COTA:** Cantidad numérica que expresa la distancia vertical de un punto con respecto a una superficie de referencia.

**ELEVACION:** Se utiliza como sinónimo de COTA.

**ALTITUD:** Distancia vertical desde un punto dado hasta la superficie del Nivel Medio del Mar.

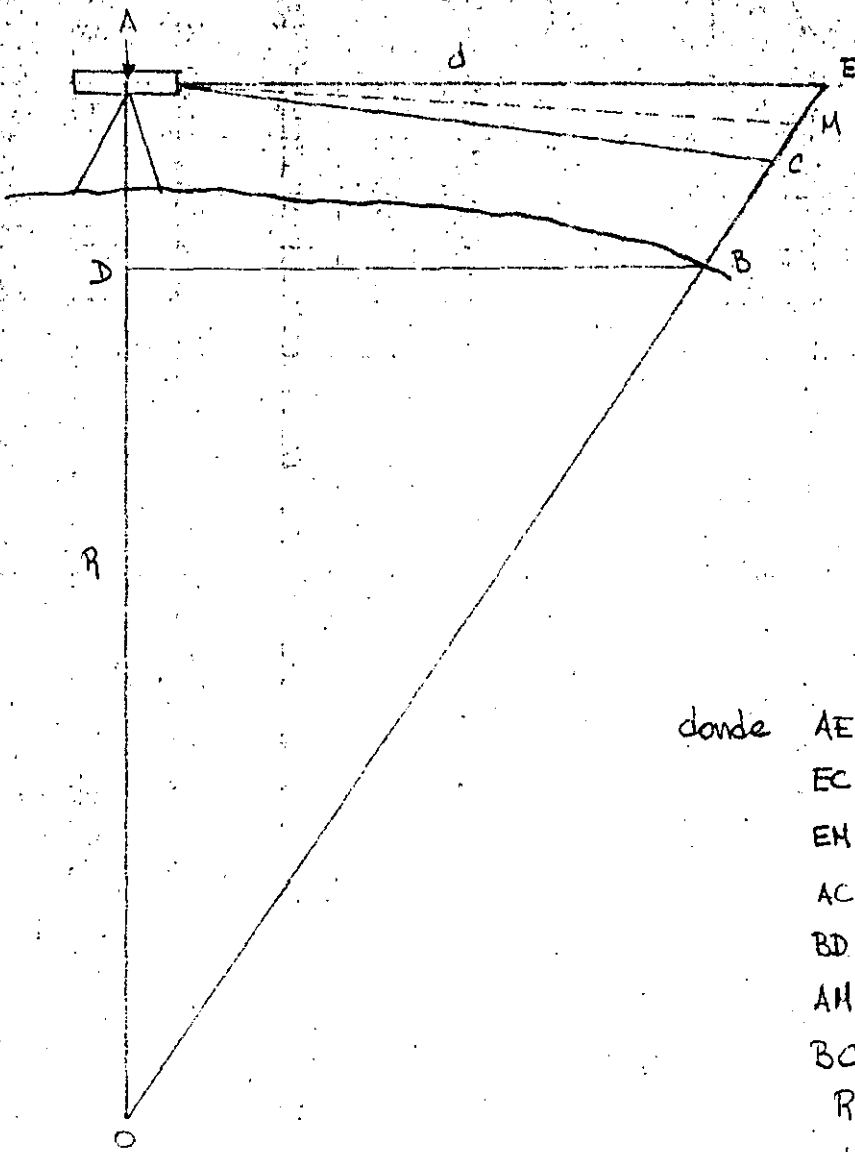
**BANCO DE NIVEL:** Marca mas o menos permanente en el terreno, de altitud conocida.

**NIVELACION:** Procedimiento topográfico para determinar el desnivel entre puntos o su altitud.

**DESNIVEL:** Distancia vertical existente entre las superficies de nivel.

## 1.2 Efectos de la Curvatura Terrestre y la Refracción Atmosférica

Como fue previamente definido, el desnivel entre dos puntos es la distancia vertical que existe entre las superficies de nivel que las contiene, las cuales son irregulares, aunque en Topografía se pueden considerar circulares y concéntricas. La obtención de desniveles en campo, se basa en la diferencia de alturas entre líneas visuales trazadas con el instrumento utilizado (equialtimetro), que se encuentran afectadas por la refracción atmosférica. El efecto se ilustra en la figura 1.1



donde AE: Plano horizontal  
 EC: Efecto de curvatura  
 EM: Efecto de refracción.  
 AC: Sup. de nivel que pasa por A.  
 BD: Sup. de nivel que pasa por B  
 AM: Visual refractada  
 BC: Desnivel entre A y B  
 R: Radio terrestre  
 d: Distancia de la visual  
 O: Centro

FIGURA 1.1 EFECTOS DE CURVATURA Y REFRACCION

Haciendo  $EC=C$  y  $EM=R$  y puesto que  $AE=AC$ , se puede establecer -  
que:

$$\begin{aligned} d^2 &= (R+C)^2 - R^2 \\ &= R^2 + 2RC + C^2 - R^2 \\ &= 2RC + C^2 \end{aligned} \quad 106$$

despreciando  $C^2$  por ser pequeña comparada con  $2RC$ :

$$C = \frac{d^2}{2R} \quad (1-1)$$

lo que permite evaluar el efecto de curvatura. Para tener una idea su magnitud en diferentes longitudes de visual y considerando un Radio Medio Terrestre de 6370 km, se tiene

dist (m)	50	100	200	300	500
c (mm)	0.20	0.78	3.14	7.06	19.62

TABLA 1-1 Efecto de curvatura

De la figura 1.1, se observa que el efecto de curvatura disminuye al efecto de refracción, debido a que normalmente la temperatura cerca del suelo es mayor que sobre él.

Normalmente, se considera que el radio de curvatura de las visuales refractadas es aproximadamente 7 veces el radio terrestre - (Figura 1.2)

Partiendo como en el caso anterior, haciendo  $EM=R$  y sabiendo que  $AE=AM$ :

$$\begin{aligned} d^2 &= (7R+r)^2 - 49R^2 \\ &= 49R^2 + 14Rr + r^2 - 49R^2 \\ &= 14Rr + r^2 \end{aligned}$$

despreciando  $r^2$  por ser pequeña comparada con  $14Rr$

$$r = \frac{d^2}{14R} \quad (1-2)$$

como se podrá apreciar de la siguiente tabla el efecto es pequeño

dist (m)	50	100	200	300	500
r (mm)	0.03	0.11	0.45	1.01	2.80

TABLA 1-2 Efecto de refracción

Ahora bien, el efecto combinado por curvatura y refracción es:

$$\begin{aligned} C = c - r &= \frac{d^2}{2R} - \frac{d^2}{14R} \\ &= \frac{d^2}{2R} \left[ 1 - \frac{1}{7} \right] \end{aligned}$$

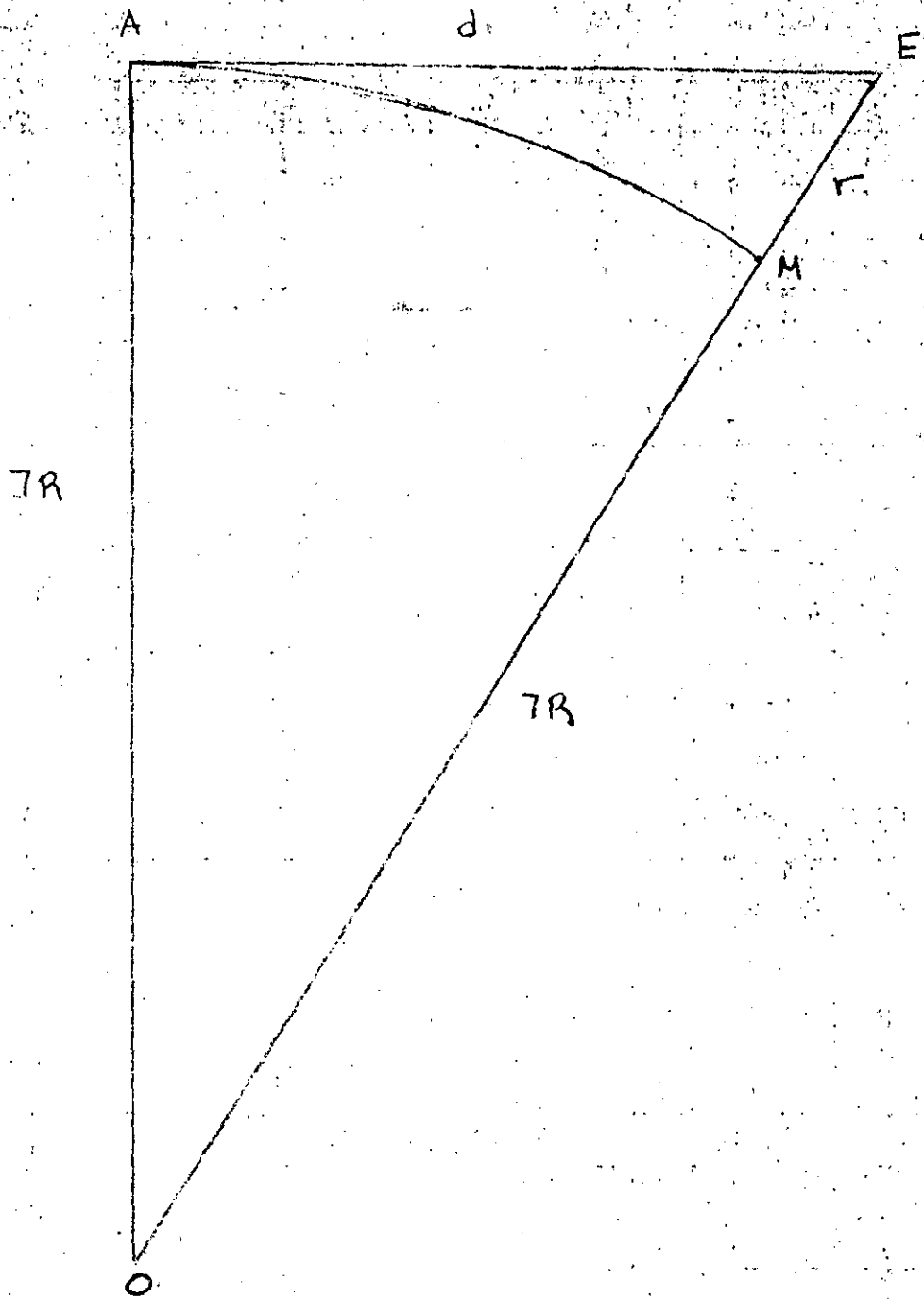


FIGURA 1.2 RADIO DE CURVATURA DE LAS VISUALES REFRACTADAS

$$= \frac{3}{7} \frac{d^2}{R}$$

$$C = 6.7 \times 10^{-8} d^2$$

(1-3)

Tabulando igualmente el efecto a diferentes distancias

dist (m)	50	100	200	300	500
c (mm)	0.16	0.67	2.69	6.06	16.82

TABLA 1-3 Efecto de curvatura y refracción

Los errores por curvatura y refracción siempre estarán presentes, sin embargo, pueden reducirse utilizando la metodología adecuada, esto es, colocando el instrumento al centro entre las dos miras (Figura 1.3). Así pues, tenemos

$$H = (L_A + \epsilon) - (L_B + \epsilon) = L_A - L_B$$

lo cual hace concluir que es suficiente considerar las superficies de nivel como planas si se centra el equaltímetro entre las miras, ya que el efecto por curvatura y refracción queda teóricamente anulado.

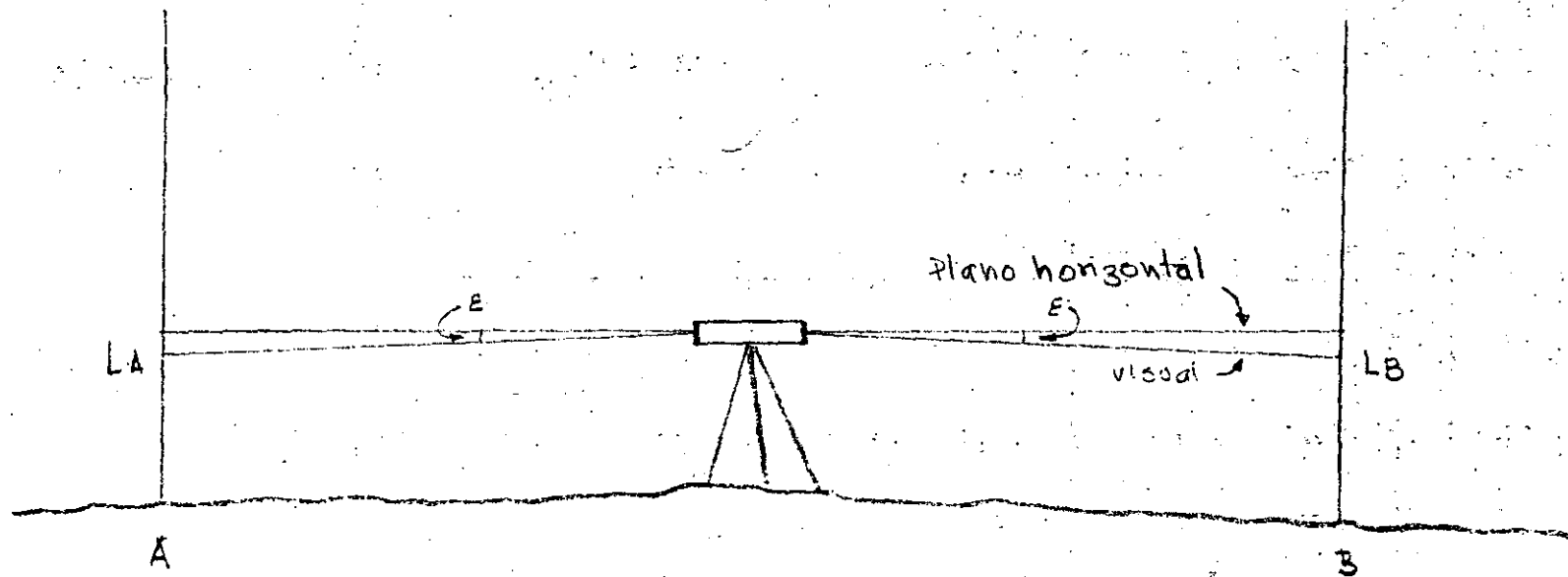


FIGURA 1.3 ELIMINACION DE LOS EFECTOS DE CURVATURA Y REFRACCION

Aut  
CS  
C

## 2. APARATOS EMPLEADOS EN NIVELACION

### 2.1 Equipo Menor

110

Algunos accesorios básicos para efectuar la nivelación se describen a continuación y se indica la función que desempeñan.

#### 2.1.1 Sapos

Son placas de acero u otro material similar, con casquete esférico en su centro y tres patas con puntas de acero para fijarlos en el suelo; tienen también un asa para su transporte. Sirven para apoyar las miras o estadales, evitando que cambie la altura de estas durante la operación. En la figura 2.1 se ilustran los sapos y su empleo.

#### 2.1.2 Miras o estadales

Son reglas de madera, de fibra de vidrio o de metal, graduadas en metros y decimales sobre las que se realizan las lecturas en el levantamiento.

Hay principalmente dos clases de miras, una de ellas es la que permite hacer la lectura directamente a través del anteojo y la otra tiene una tarja o marcador móvil que se ajusta manualmente según las indicaciones del observador.

Por cuanto a sus modelos, colores, longitudes y graduaciones existe una gran variedad de miras. En México se usan básicamente las graduadas al centímetro, combinando los colores rojo y negro sobre fondo blanco, en longitudes de 3 y 4 metros, los que normalmente se pueden abatir a la mitad de su largo. Ultimamente se están introduciendo al mercado miras de tipo telescópicas de aluminio con las mismas características de graduación y algunas ventajas en cuanto a peso, duración y transportabilidad (Figura 2.2)

Un aditamento que facilita la verticalidad de la mira es la niveleta, consistente en un pequeño nivel esférico que montado sobre una pieza permite fijarlo al estadal (Figura 2.3)

#### 2.1.3 Trípodes

Su función es sostener el nivel durante las operaciones en campo. Como su nombre lo indica consta de un armazón de tres patas rígidas y un cabezal donde se atornilla el nivel. Para su construcción se combina la madera y el metal (Figura 2.4)

#### 2.1.4 Conservación y manejo del equipo

El éxito de un trabajo de nivelación, depende en gran parte de contar con equipo apropiado y en buenas condiciones de operación. Algunas recomendaciones para el buen funcionamiento de los dispositivos mencionados son:

-No usar el estadal para una función diferente a aquella para la que han sido diseñados y no recargarlos sobre paredes, postes o similares, ni colocarlos acostados sobre su cara graduada.

-Procurar no tocar las marcas con las manos.



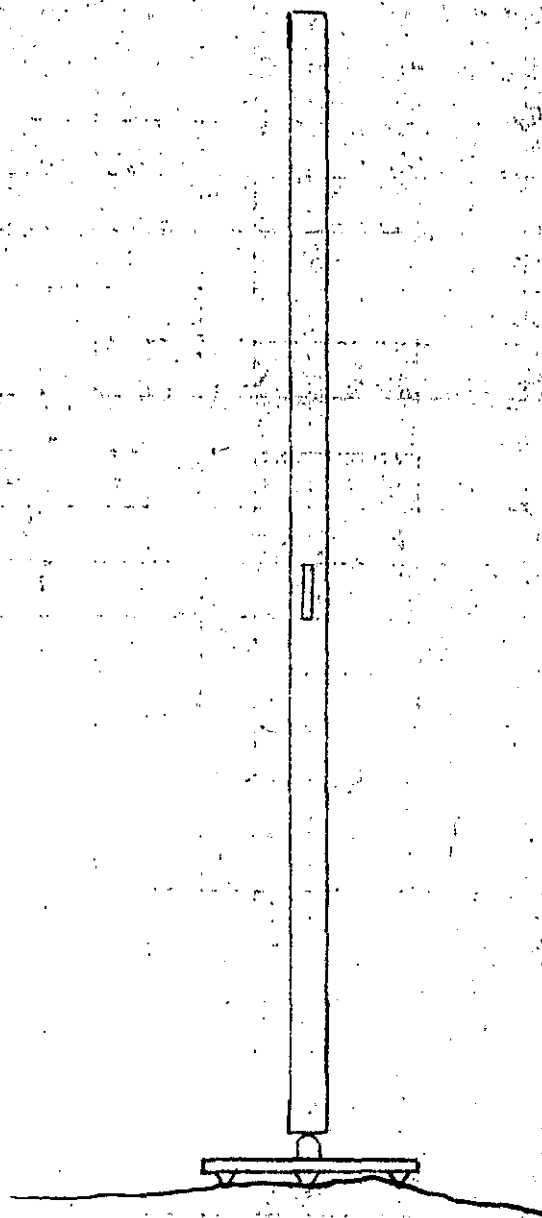
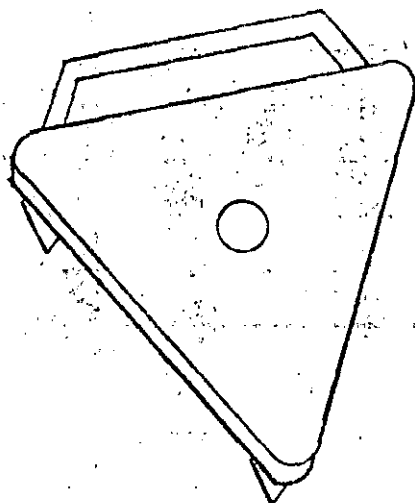


FIGURA 2.1 EL SAPO Y SU USO

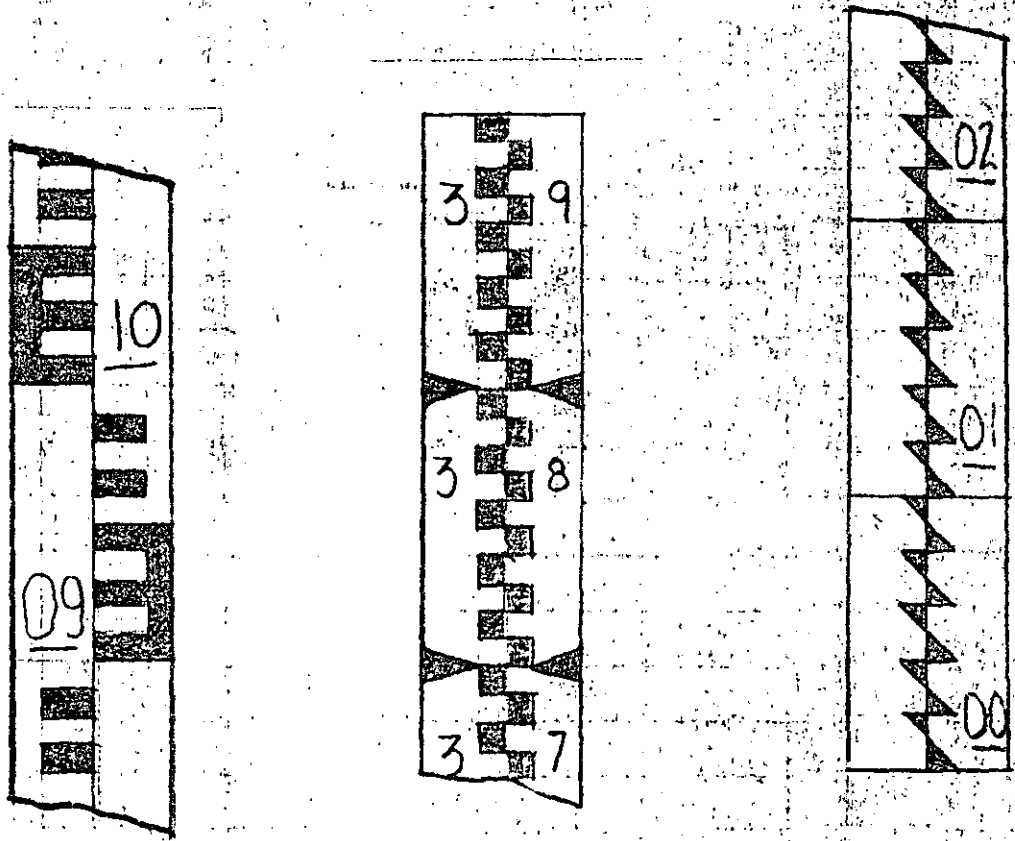


FIGURA 2.2 MIRAS O ESTADALES

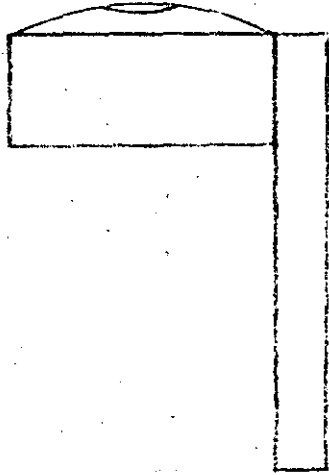


FIGURA 2.3. NIVELETA

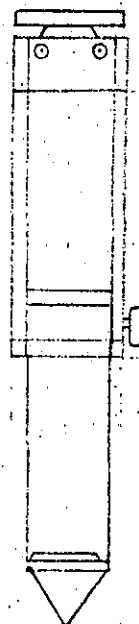
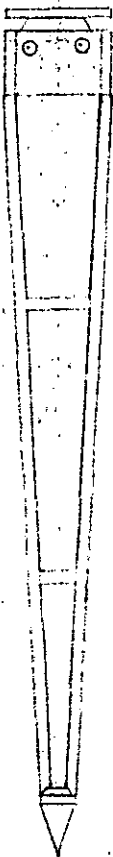


FIGURA 2.4 TRIPIES

-Mantener en buen estado el trípode, sobre todo en sus uniones y usando la herramienta adecuada para no dañar tuercas o tornillos y verificar su estado sistemáticamente de manera que constituya una base sólida para soportar el nivel.

-Mantener limpio el equipo, siguiendo las recomendaciones de la casa fabricante.

115

-Mantener en lo posible seco el equipo, evitando embalarlo en lugares húmedos.

## 2.2 Niveles

El instrumento principal utilizado en nivelación se conoce como nivel o equialtímetro. Por cuanto a sus características de construcción y operación, se pueden clasificar en:

a) Nivel fijo (o Dumpy)

b) Nivel basculante

c) Nivel automático

### 2.2.1 Nivel fijo

En este tipo de nivel, el anteojo se encuentra unido rígidamente a la regla de nivel y paralelo a ella. El nivel de burbuja también está unido a la regla y permanece siempre en el mismo plano vertical que el anteojo, tiene tornillos que permiten su ajuste vertical o bien su reposición.

Típicamente, esta clase de niveles eran pesados y su anteojo bastante largo, sin embargo, actualmente se contruyen compactos con buenas características. Un esquema básico de este tipo de niveles se presenta en la figura 2.5.

### 2.2.2 Nivel basculante

Su principal característica distintiva con respecto al nivel fijo, es que en ésta categoría de niveles el anteojo es inclinable, para lo cual cuenta con una rótula que permite nivelar más rápidamente el instrumento, estando además el anteojo soportado por un pivote central sobre el que se mueve para lograr la nivelación precisa de la burbuja. Generalmente se encuentra provisto este instrumento de un nivel esférico para lograr una aproximación y afinar después la nivelación basculando el anteojo.

Esta característica basculante ahorra tiempo e incrementa la precisión ya que con un solo tornillo se mantiene horizontal la visual. La mayoría de estos niveles cuentan con sistemas de coincidencias para la nivelación del instrumento. En la Figura 2.6 se presenta un diagrama de este tipo de niveles.

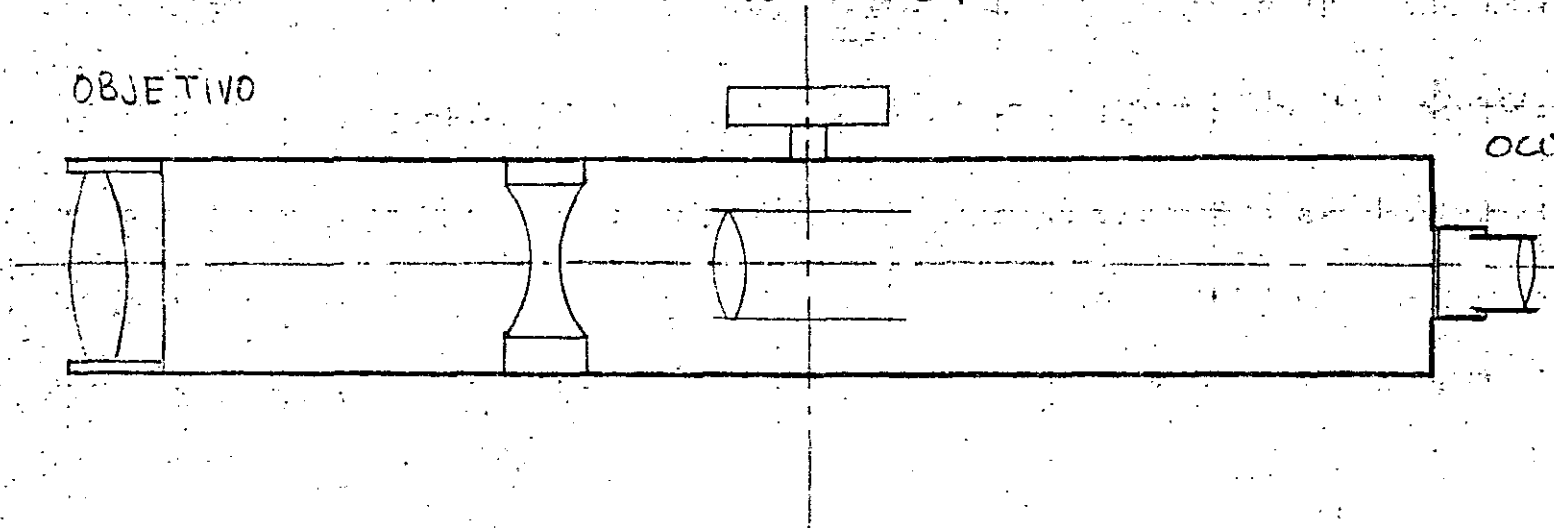
### 2.2.3 Niveles automáticos

El nivel automático establece la horizontalidad de la línea visual dentro de ciertos límites, mediante un sistema compensador óptico suspendido como un péndulo interpuesto en la trayectoria de la línea visual dentro del anteojo. En la figura 2.7 se muestra el diagrama de un sistema compensador.

TORNILLO DE ENFOQUE

OBJETIVO

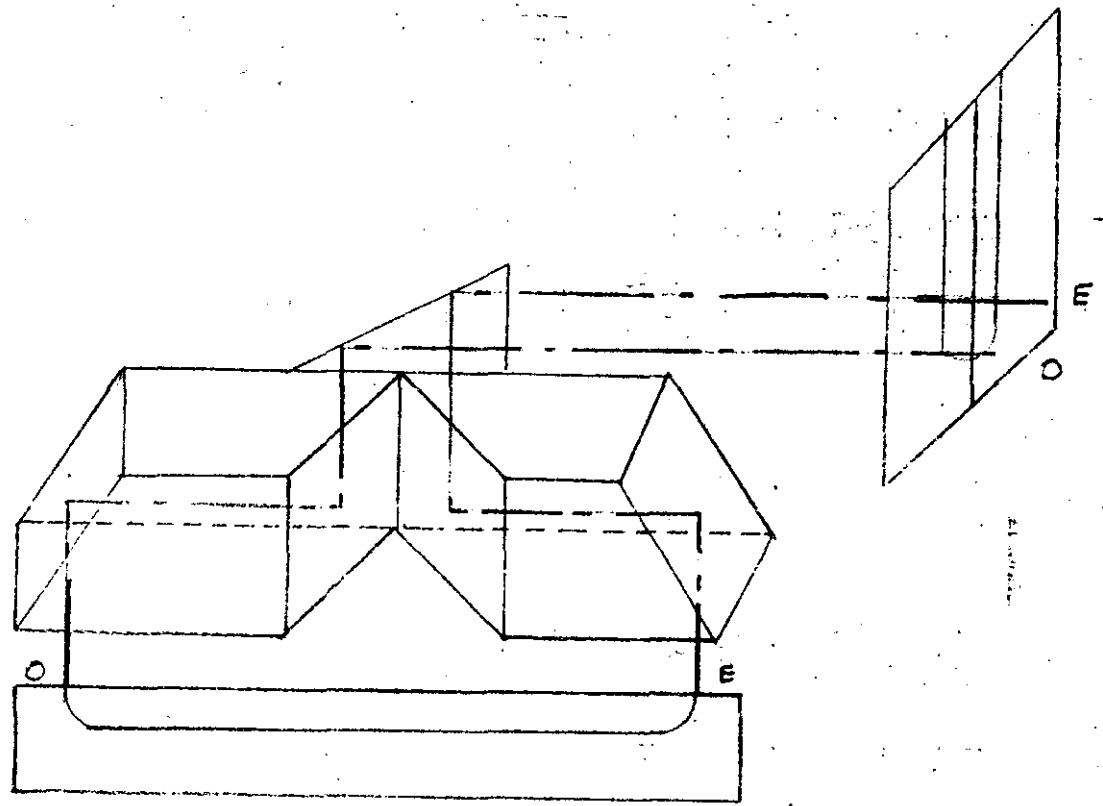
OCULAR



110

FIGURA 2.5 NIVEL FIJO

112



Alcornoque

117

FIGURA 2.6 PRINCIPIO DE PRISMAS PARA HACER EL BASCULAMIENTO

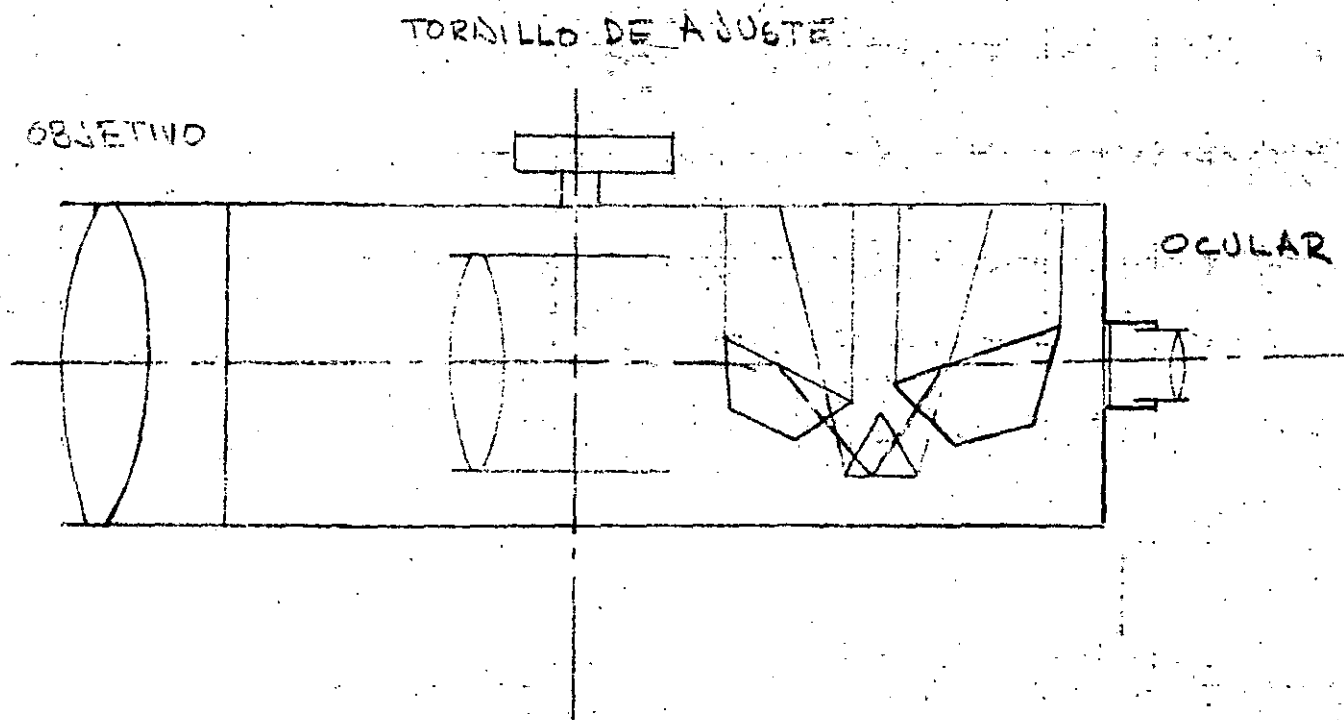


FIGURA 2.7 NIVEL AUTOMATICO



A efecto de dar una idea de la mejor opción a elegir dependiendo del trabajo a realizar, se cita a continuación la sensibilidad que deben tener los niveles según su clasificación de precisión

Niveles topográficos: 20" a 60" por cada 2 mm

Niveles geodésicos: 5" por cada 2 mm

110

en la Tabla 2.1 se da una clasificación de diferentes niveles y sus características, para ilustrar las posibilidades de elección de equipo.

#### 2.2.4 Ajuste instrumental

Deben cumplirse fundamentalmente las siguientes condiciones:

- 1) La directriz del nivel debe ser perpendicular al eje acimutal.
- 2) La directriz del nivel debe ser paralela a la línea de colimación.

La primera condición solo se requiere cumplir cuando se trata de niveles dumpy, pero la segunda es esencial. En los niveles automáticos esta condición significa básicamente que la línea de vista obtenida automáticamente sea realmente horizontal.

Siendo los métodos de comprobación muy comunes, se omiten en estas notas, sugiriendo a los interesados en este tópico la consulta en cualquier texto de Topografía.

#### 2.3 Procedimientos Operacionales

##### 2.3.1 Transporte y colocación del equialtímetro

Se sugiere que el equialtímetro siempre se transporte en su estuche y al sacarlo, evitar cogerlo del anteojo. Al atornillarse la base nivelante sobre el trípode, asegurarse que no quede flojo ni forzado. Previamente debe haberse comprobado el buen funcionamiento del trípode.

En virtud de que el nivel no debe ocupar un punto particular, siempre será posible que la cabeza del trípode quede sensiblemente horizontal, a buena altura y en el mejor lugar para realizar las lecturas (Figura 2.8). Dependiendo del tipo de nivel deberán seguirse los pasos adecuados para una correcta observación.

##### 2.3.2 Obligaciones de los estadaleros

Las obligaciones del estadalero son relativamente sencillas y se podrían sintetizar en los siguientes puntos:

- 1) Plomear correctamente el estadal, ya sea con la niveleta o balanceando rítmica y lentamente "atras-adelante".
- 2) Cuidar la estabilidad en los puntos de liga y verificar que se ubica correctamente en el banco de Nivel.
- 3) Colaborar con el nivelador para balancear correctamente las longitudes de las visuales.

CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS NIVELES

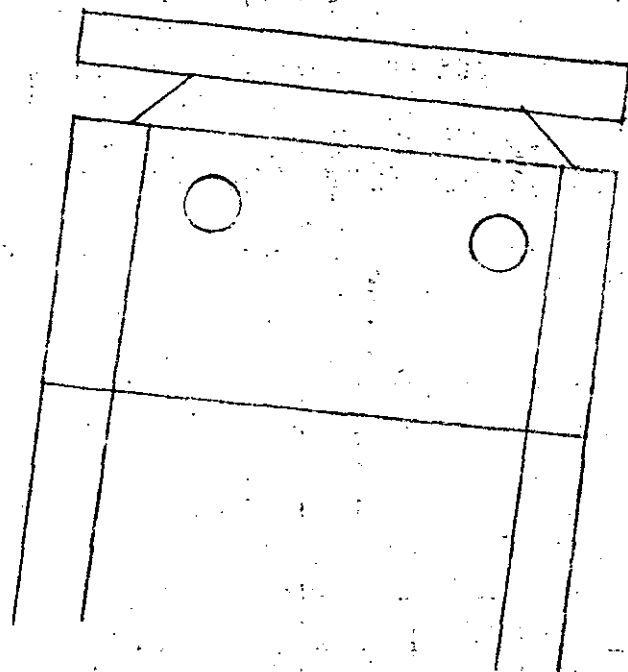
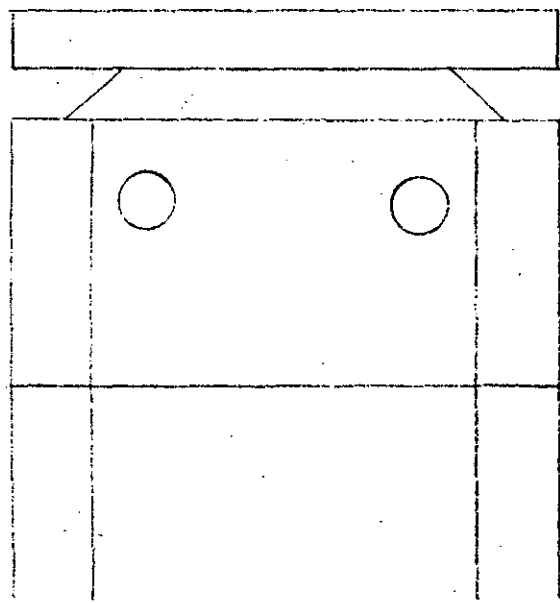
MARCA	MODELO	AUMENTO	IMAGEN	DIS. MINIMA DE ENFOQUE	CONSTANTES MULT.	ADIC.	SENSIBILIDAD NIV. TUBULAR	$\sigma_0$ (mm/km)	PESO (kg)
NIVELES DE ALTA PRECISION CON MICROMETRO DE PLACAS PLANO PARALELAS ( $\sigma_0 \leq 1 \text{ mm/km}$ )									
ZEISS	NI 1	30, 40, 50	ERECTA	1.40	100	$\approx 0$	AUTO	$\pm 0.2$	5.2
ZEISS	NI 2	32	ERECTA	3.30	100	$\approx 0$	AUTO	$\pm 0.3$	2.1
KERN	GK 2-A	32.5	ERECTA	2.20	100	0	AUTO	$\pm 0.3$	3.1
WILD	N 3	11, ..., 47	ERECTA	0.45	VARIABLE	0	10"/2mm	$\pm 0.2$	5.1
SOKKISHA	PL 1	42	ERECTA	2.0	100	0	10"/2mm	$\pm 0.2$	4.7
ZEISS/JENA	NI 002	40	ERECTA	1.50	100 $\pm 1\%$	0	AUTO	$\pm 0.2$	6.5
ZEISS/JENA	NI 007	32	ERECTA	2.20	100	0	AUTO	$\pm 0.5$	3.9
WILD	NA 2	32, 40	ERECTA	1.60	100	0	AUTO	$\pm 3.0$	2.4

NIVELES DE PRECISION PARA INGENIERIA ( $\sigma_0 \leq 2 \text{ mm/km}$ )									
ZEISS	NI 22	32	ERECTA	3.3	100	$\approx 0$	AUTO	$\pm 1$	1.9
KERN	GK 23	30	INVERTIDA	1.8	100	0	18"/2mm	$\pm 2 \pm 0.5 \text{ con mic.}$	1.5
KERN	GK 1A	25	ERECTA	2.3	100	0	AUTO	$\pm 1.5$	1.1
WILD	N 2	30	ERECTA	1.6	100	0	30"/2mm	$\pm 0.2$	2.2
WILD	NA 1	24	ERECTA	1.0	100	0	AUTO	$\pm 1.5$	2.1
UFI SOKKISHA	B 2	30	ERECTA	1.8	100	0	AUTO	$\pm 2.0$	2.3

NIVELES DE PRECISION MEDIA ( $\sigma_0 \leq 5 \text{ mm/km}$ )									
ZEISS	NI 3	19	INVERTIDA	1.25	100	$\approx 0$	30"/2mm	$\pm 3$	1.1
KERN	GK 1	22.5	INVERTIDA	0.90	100	0	40 ~ 50"/2mm	$\pm 2.5$	0.9
KERN	GK 0-A	21	ERECTA	0.75	100	0	AUTO	$\pm 2.5$	1.9
KERN	GK 0	18	INVERTIDA	0.90	100	0	40 ~ 50"/2mm	$\pm 5.0$	0.8
WILD	NI	23	ERECTA	0.70	100	0	60"/2mm	$\pm 2.5$	1.7
WILD	NA 0	20	ERECTA	0.90	100	0	AUTO	$\pm 2.5$	1.8
WILD	NO 5	19	ERECTA	0.80	100	0	60"/2mm	$\pm 5.0$	1.8
UFI SOKKISHA	NB-05	28	ERECTA	0.98	100	0	30"/2mm	$\pm 2.5$	1.7
UFI SOKKISHA	LD-01	24	ERECTA	1.20	100	0	60"/2mm	$\pm 2.5$	2.2
UFI SOKKISHA	B-5	19	ERECTA	0.90	100	0	AUTO	$\pm 4$	1.0

NOTAS: LAS ESPECIFICACIONES SON LAS DADAS POR EL FABRICANTE. EL HECHO DE MENCIONAR MARCAS NO IMPLICA COMPROMISO DE NINGUNA ESPECIE CON LOS FABRICANTES

LA RECOPIACION DE ESTA INFORMACION FUE RELIZADA POR EL ING. RAUL GOMEZ MORENO



- 121

FIGURA 2.B. POSICION CORRECTA E INCORRECTA DEL TRIPIE

Como se habia mencionado, la finalidad de la nivelación es determinar la elevación de puntos situados en el terreno. Es importante conservar físicamente la situación de estos puntos, para usos posteriores lo cual se logra estableciendo marcas fijas conocidas como BANCOS DE NIVEL (BN).

Dependiendo de la permanencia requerida, el banco de nivel se establece ya sea con placa o varilla metálica empotrada en monumentos de concreto; en roca o en alguna construcción firme; con una estaca clavada sobre el terreno; un clavo sobre un árbol; etc.

El procedimiento para nivelar consiste en hacer pasar planos horizontales entre dos miras o estadales para obtener el desnivel entre estos por diferencia de lecturas, sin embargo pocas veces se establecen bancos de nivel lo suficientemente cercanos para lograrlo, por ello se sitúan puntos intermedios temporales llamados PUNTOS DE LIGA (PL) que servirán como puntos de transición para trasladar los desniveles. (Figura 3.1).

Las condiciones que debe reunir un punto de liga es que sea lo suficientemente estable para permitir que se efectúen las lecturas necesarias en el estadal sin sufrir alteraciones de tipo vertical, así como permitir el giro del estadal sobre este punto, para poder leerlo en diferentes direcciones.

### 3.1 Nivelación Diferencial

Se efectúa cuando se desea determinar el desnivel entre dos puntos. Si se conoce la cota de uno de ellos, obviamente se podrá determinar la cota del otro. el procedimiento se explica en la figura 3.1.

De la figura 3.1, se puede ver que el desnivel entre BNa y BNB es

$$\begin{aligned}\Delta H &= \Delta H_1 + \Delta H_2 + \Delta H_3 + \Delta H_4 \\ &= (b_1 - f_1) + (b_2 - f_2) + (b_3 - f_3) + (b_4 - f_4) \\ &= b_1 + b_2 + b_3 + b_4 - f_1 - f_2 - f_3 - f_4 \\ \Delta H &= \sum b_i - \sum f_i\end{aligned}\quad (3-1)$$

donde:

- $\Delta H$  : Desnivel total
- $\sum b_i$  : Suma de lecturas hacia atras
- $\sum f_i$  : Suma de lecturas hacia adelante.

Generalmente esta información se codifica en una tabla que al mismo tiempo sirve como comprobación para el cálculo del desnivel. En la figura 3.2 se presenta un ejemplo del llenado en campo, y en la figura 3.3 la misma nivelación calculada.

### 3.2 Nivelación de Perfiles

Se realiza cuando se desea determinar el perfil de una línea específica en algún proyecto.

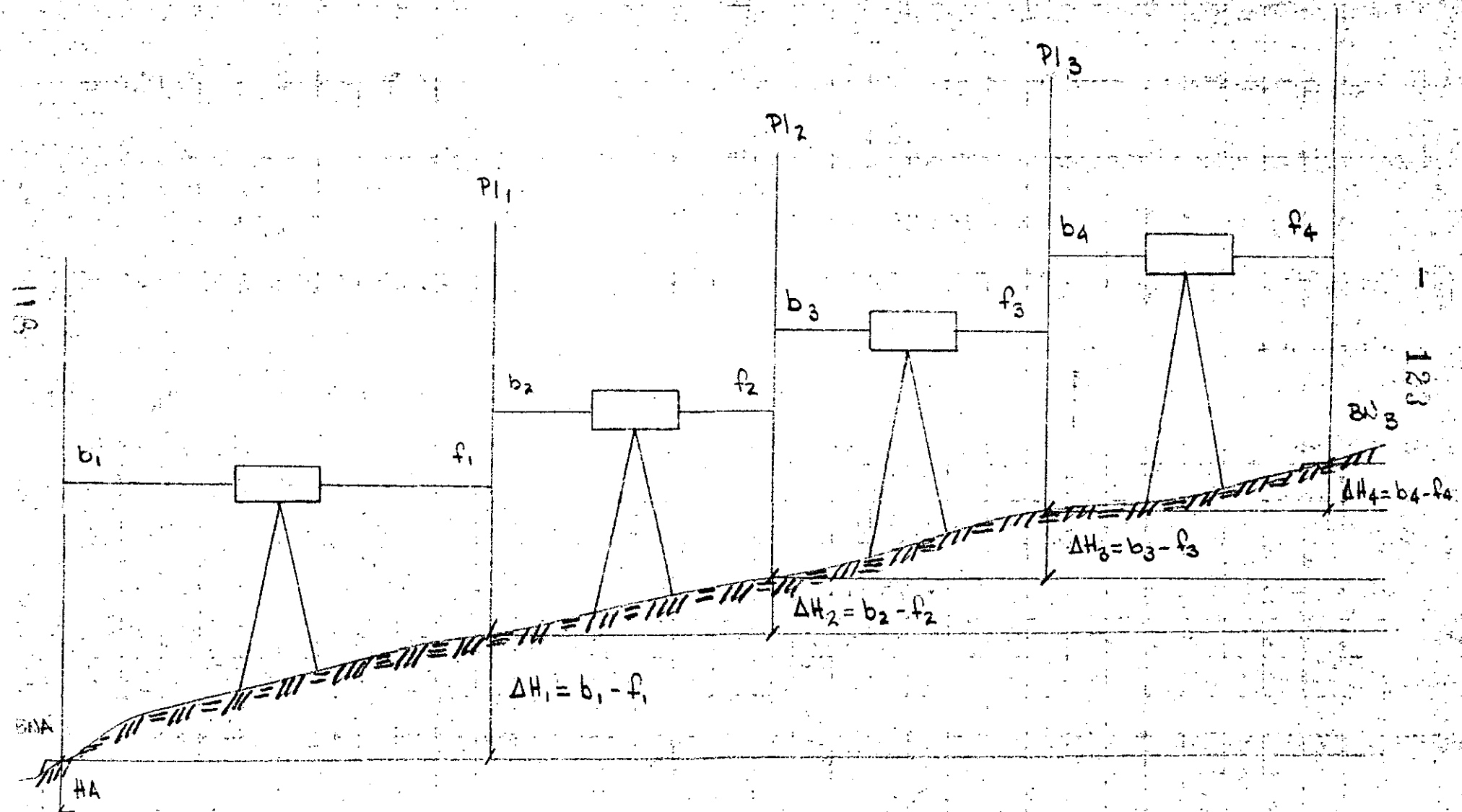


FIGURA 3.1. NIVELACION DIFERENCIAL

PROGRAMA ELABORADO EN EL DEPARTAMENTO DE TOPOGRAFIA POR:

ING. Mario A. Reyes Ibarra  
 ING. Antonio Hernández Navarro

13	P.O.	7.1	1674.580
15	BN A	1.312	1674.580
17	PL-1	2.002	1.161
19	PL-2	0.403	2.721
21	PL-3	1.849	2.768
23	PL-4	0.883	0.500
25	PL-5	0.361	3.861
27	PL-6	1.714	0.336
29	PL-7	1.996	2.104
31	PL-8	3.944	3.552
33	PL-9	0.200	2.593
35	PL-10	1.344	2.584
37	PL-11	0.336	0.989
39	PL-12	1.011	1.894
41	PL-13	1.248	0.510
43	PL-14	0.428	2.784
45	PL-15	3.823	2.245
47	PL-16	3.526	3.208
49	BN B	*****	2.466
54	Kilometros nivelados 15		
56	Cota de llegada 1664.735		
60	1 2 3 4 5 6 7 8 9 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0 1 2 3 4 5		

FIGURA 3.2 NIVELACION DIFERENCIAL

P. 0				COTA
BN A	1.312	1675.972	*****	1674.660
PL- 1	2.002	1676.813	1.161	1674.811
PL- 2	0.403	1674.495	2.721	1674.092
PL- 3	1.849	1673.576	2.768	1671.727
PL- 4	0.883	1673.959	0.500	1673.076
PL- 5	0.361	1670.459	3.661	1670.098
PL- 6	1.714	1671.837	0.336	1670.123
PL- 7	1.996	1671.729	2.104	1669.733
PL- 8	3.944	1672.121	3.552	1668.177
PL- 9	0.200	1669.728	2.593	1669.528
PL- 10	1.344	1666.408	2.584	1667.144
PL- 11	0.336	1667.835	0.989	1667.499
PL- 12	1.011	1666.952	1.894	1665.941
PL- 13	1.248	1667.690	0.510	1666.442
PL- 14	0.428	1665.334	2.784	1664.906
PL- 15	3.823	1666.912	2.245	1663.089
PL- 16	3.526	1667.230	3.208	1663.704
BN B	*****		2.466	1664.764

6 7 8 9 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0 1

FIGURA 3.3 NIVELACION DIFERENCIAL

El procedimiento es similar al de la nivelación diferencial, - solo que deberán hacerse lecturas en puntos preestablecidos, de los cuales se requiere conocer la cota para determinar en perfil. En la figura 3.4 se ilustra el procedimiento de campo. Al igual que en el caso anterior, la información se codifica en una tabla que al mismo tiempo sirve como comprobación para el cálculo del desnivel. En la figura 3.5 se presenta el registro de campo ilustrado en la figura 3.4, y en la figura 3.6 la misma nivelación de perfil calculada.

### 3.3 Nivelación de Terrenos. - 126

La nivelación de superficies se aplica para la elaboración de planos con curvas de nivel. Estas curvas se trazan a ciertos intervalos a los que se les denomina equidistancia entre curvas de nivel.

Las curvas de nivel se obtienen por mediciones polares y nivelando los puntos de cambio de pendiente del terreno (Figura 3.7), o bien por el método de cuadrícula e igualmente nivelando los vértices de la cuadrícula (Figura 3.8).

La selección del método a emplear, estará en función de tres factores:

- 1) Lo quebrado del terreno.
- 2) La pendiente del terreno.
- 3) La separación entre las curvas.

#### 3.3.1 Curvas de nivel

La curva de nivel o isohipsa es el resultado de la intersección de un plano horizontal con la superficie del terreno. En los charcos el perímetro es una curva de nivel; en este caso, la superficie del agua es el plano horizontal y el perímetro es la intersección del plano horizontal con el terreno.

Las curvas de nivel, se pueden determinar por medio de interpolación gráfica o analítica o a estima, dependiendo de la precisión requerida en el trabajo. En la figura 3.9, se ilustra uno de tantos dispositivos empleados en la interpolación gráfica de curvas de nivel y en la figura 3.10 la representación por medio de las curvas de nivel de la configuración de un terreno.

En las figuras 3.11 a la 3.21 se presentan gráficamente las principales características de las isohipsas.

#### 3.4 Nivelación de Detalles (secciones transversales)

No siempre se desea conocer cual es la configuración de todo un predio, sino solamente parte de él. El método de trabajo es esencialmente el mismo que para la nivelación de terrenos, solo que si el trabajo que se requiere no es de mucha precisión, se empleara el nivel de mano. En la figura 3.22 se ilustra el procedimiento seguido en este tipo de nivelación.

#### 3.5 Causas de Error

Como ya se ha mencionado varias veces a lo largo de estas notas, todos los trabajos topográficos están afectados por tres tipos



127

127

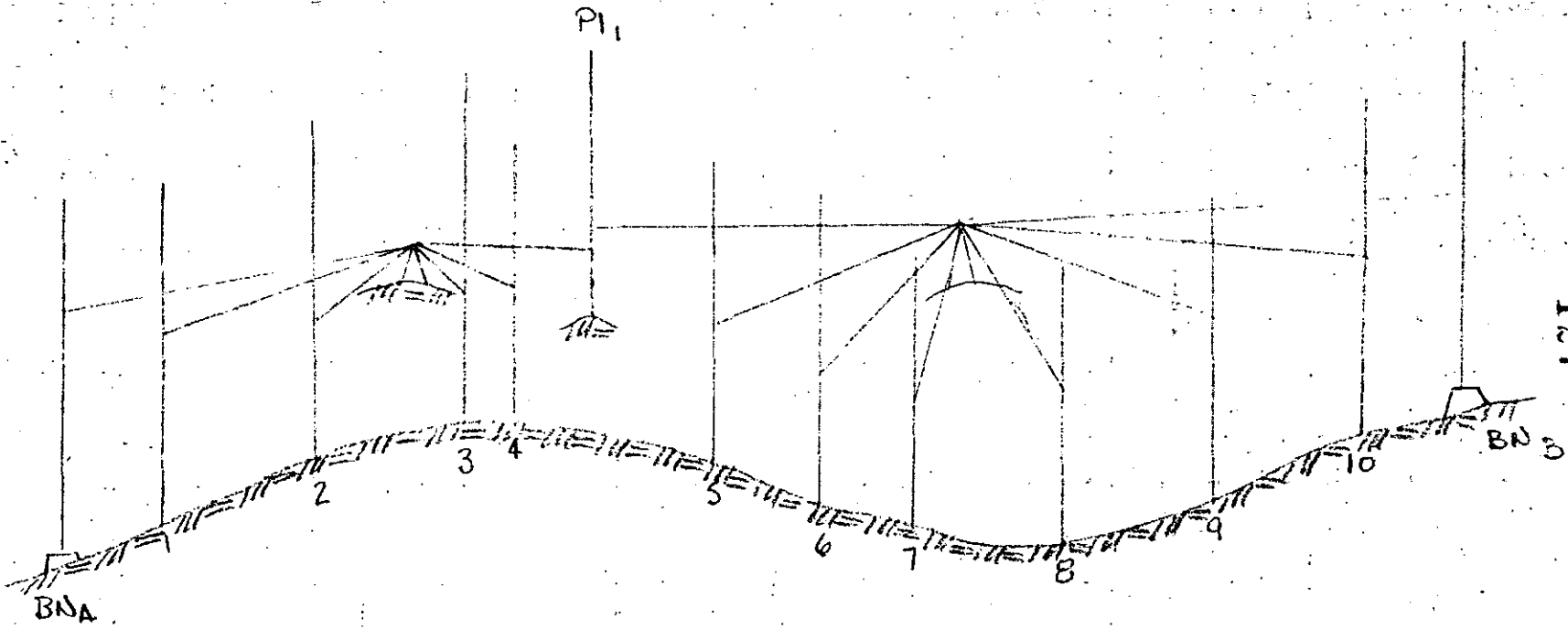


FIGURA 3.4. NIVELACION DE PERFIL

**CUI 50 "TOPOGRAFIA MODERNA"**

**NIVELACION DE PERFIL**

PROGRAMA ELABORADO EN EL DEPARTAMENTO DE TOPOGRAFIA POR:

ING. Mario A. Reyes Ibarra

ING. Antonio Hernandez Navarro

23 Mayo 1985

P. O.	Δ	BN o PL	COTA
BN A	1.025	*****	1231.080
1		3.543	
2		0.504	
3	2.368		2.971
4		0.086	
5		3.718	
6		0.490	
7	0.758		3.544
8		3.631	
9		2.054	
10		2.011	
11		2.742	
BN B			2.232

**FIGURA 3.5 NIVELACION DE PERFIL**

P. O.	BN	FL	COTA
BN A	1.025	1232.105	****
1			3.543
2			0.504
3	2.368	1231.502	2.971
4			0.086
5			3.718
6			0.490
7	0.758	1228.716	3.544
8			3.631
9			2.054
10			2.011
11			2.742
BN B			2.054

3 9 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 0 1 2 3

FIGURA 3.6 NIVELACION DE PERFIL

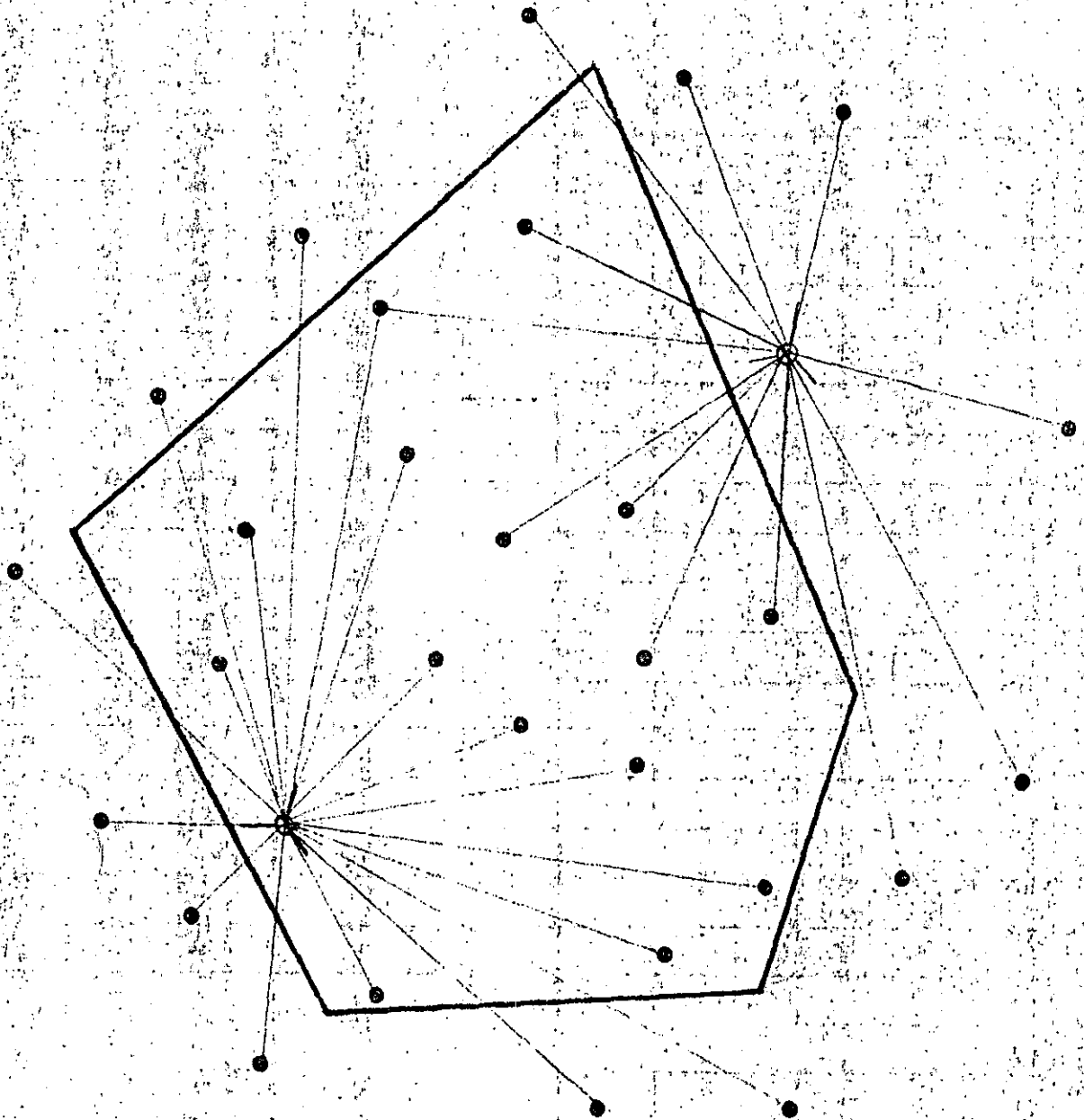


FIGURA 3.7. METODO POLAR PARA LA NIVELACION DE TERRENOS

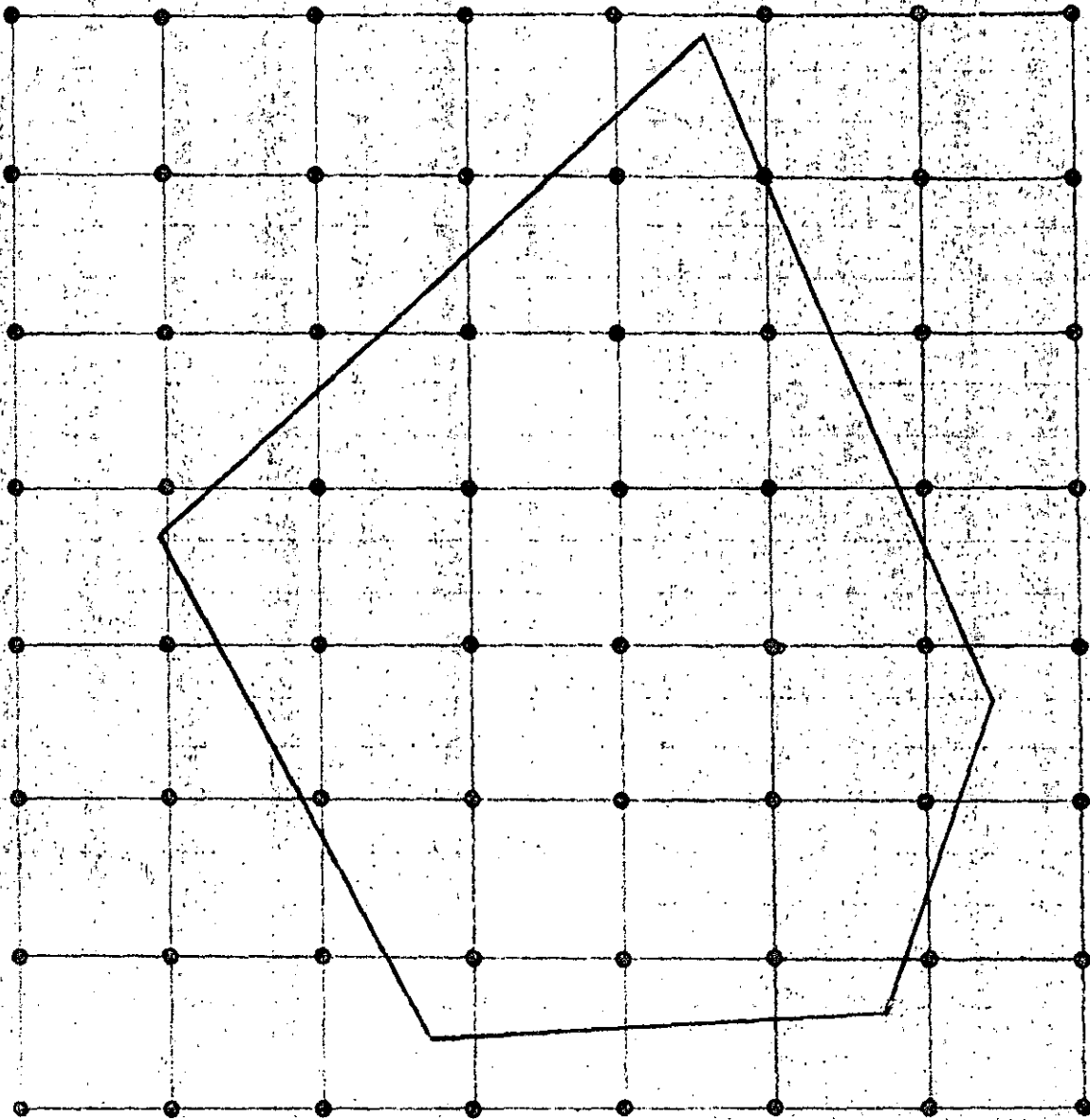


FIGURA 3.8 METODO DE CUADRICULA PARA LA NIVELACION DE TERRENOS

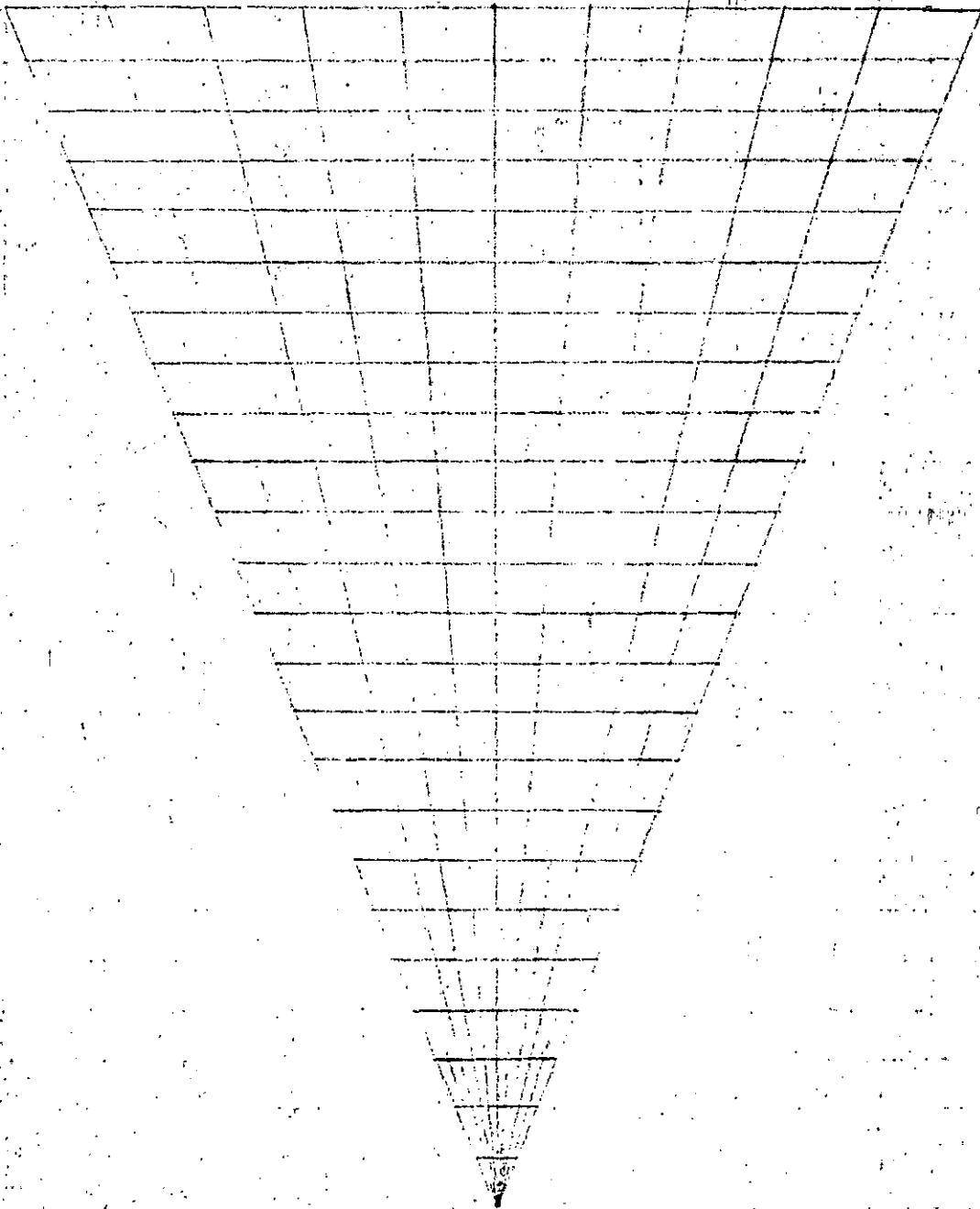


FIGURA 3.9 PLANTILLA PARA INTERPOLAR ISOIPSAS

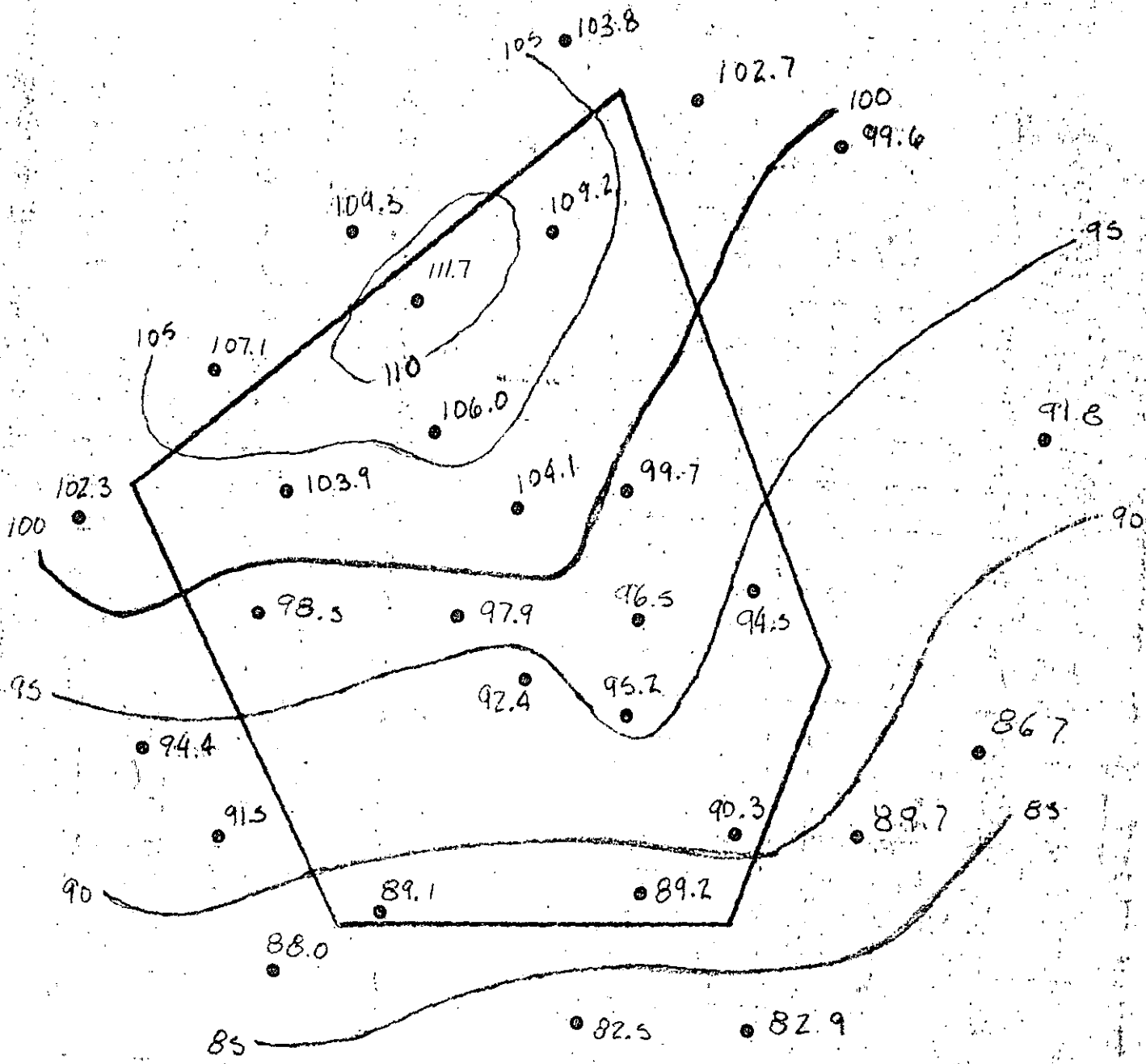
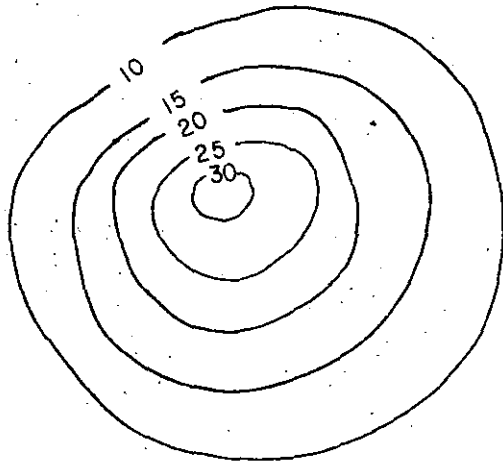
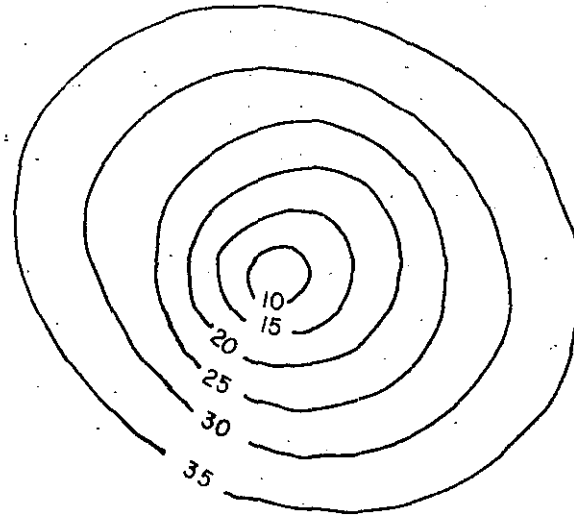


FIGURA 3.10 CURVAS DE NIVEL

C I M A



DEPRESION



Las isohipsas de forma concentrica indican cimas ó depresiones.  
Si las cotas van aumentando hacia el punto concentrico representan  
cimas y si van disminuyendo son depresiones.

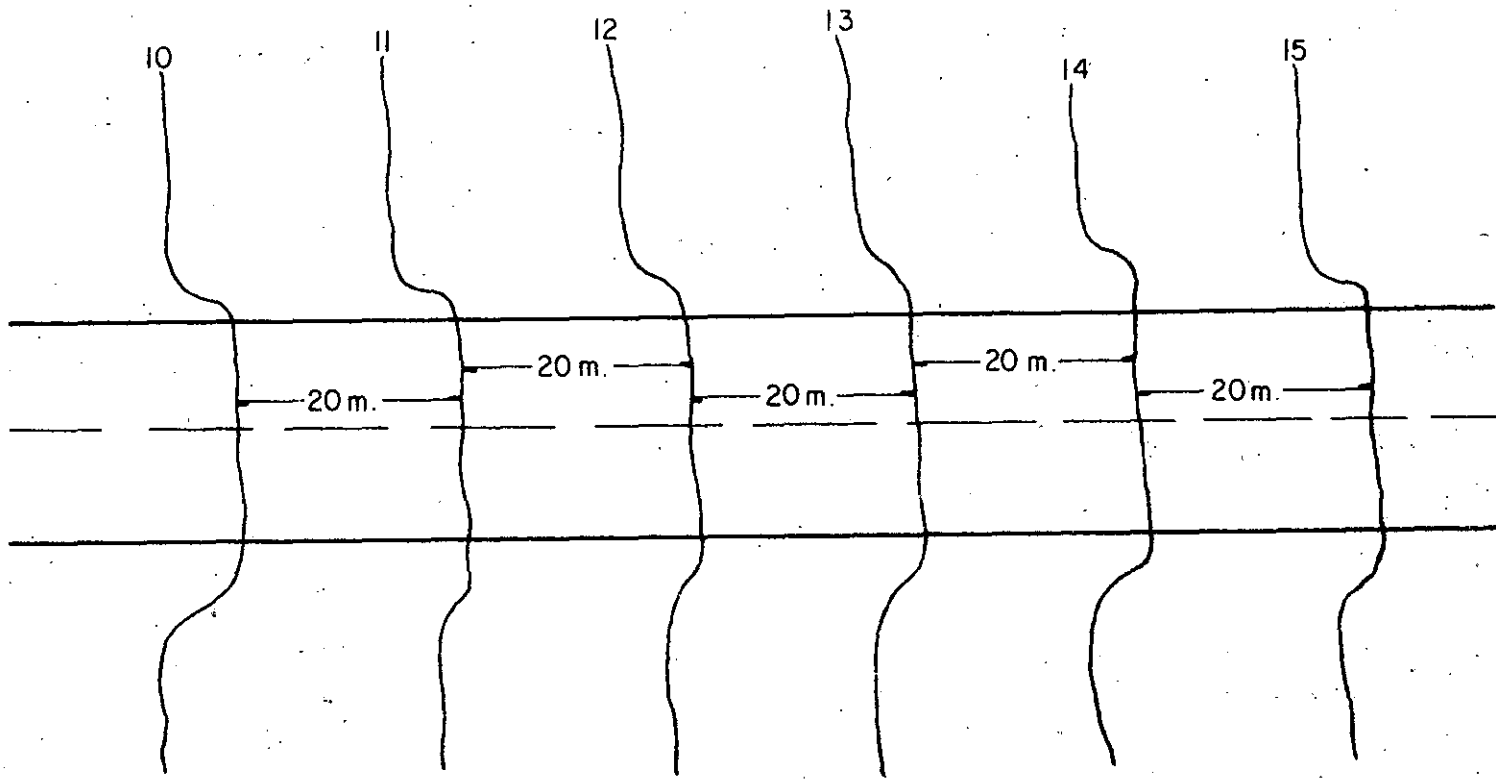
U . N . A . M .  
FAC. DE ING.  
Dibujo topografico

ISOHIPSAS

Fecha

Oct. /83





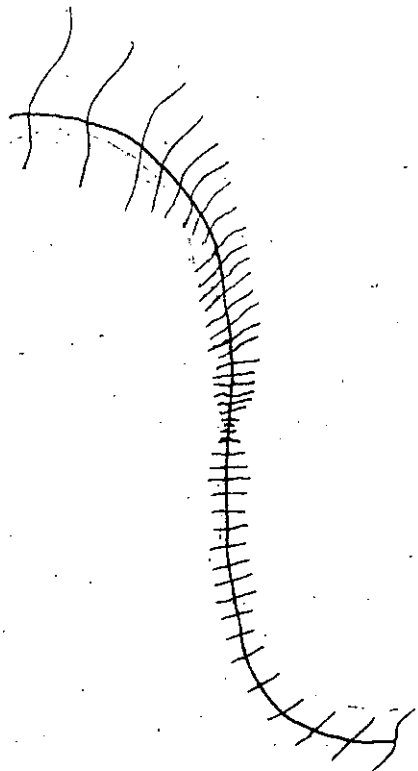
En terreno de pendiente uniforme, la separación horizontal de las isohipsas será también uniforme.

U . N . A . M .  
 FAC . DE ING .  
 Dibujo topografico

ISOHIPSAS

Ing. Raúl C. Antonio Becerril Oct. / 83

3.12



Tienden a acercarse en el punto de inflexión.

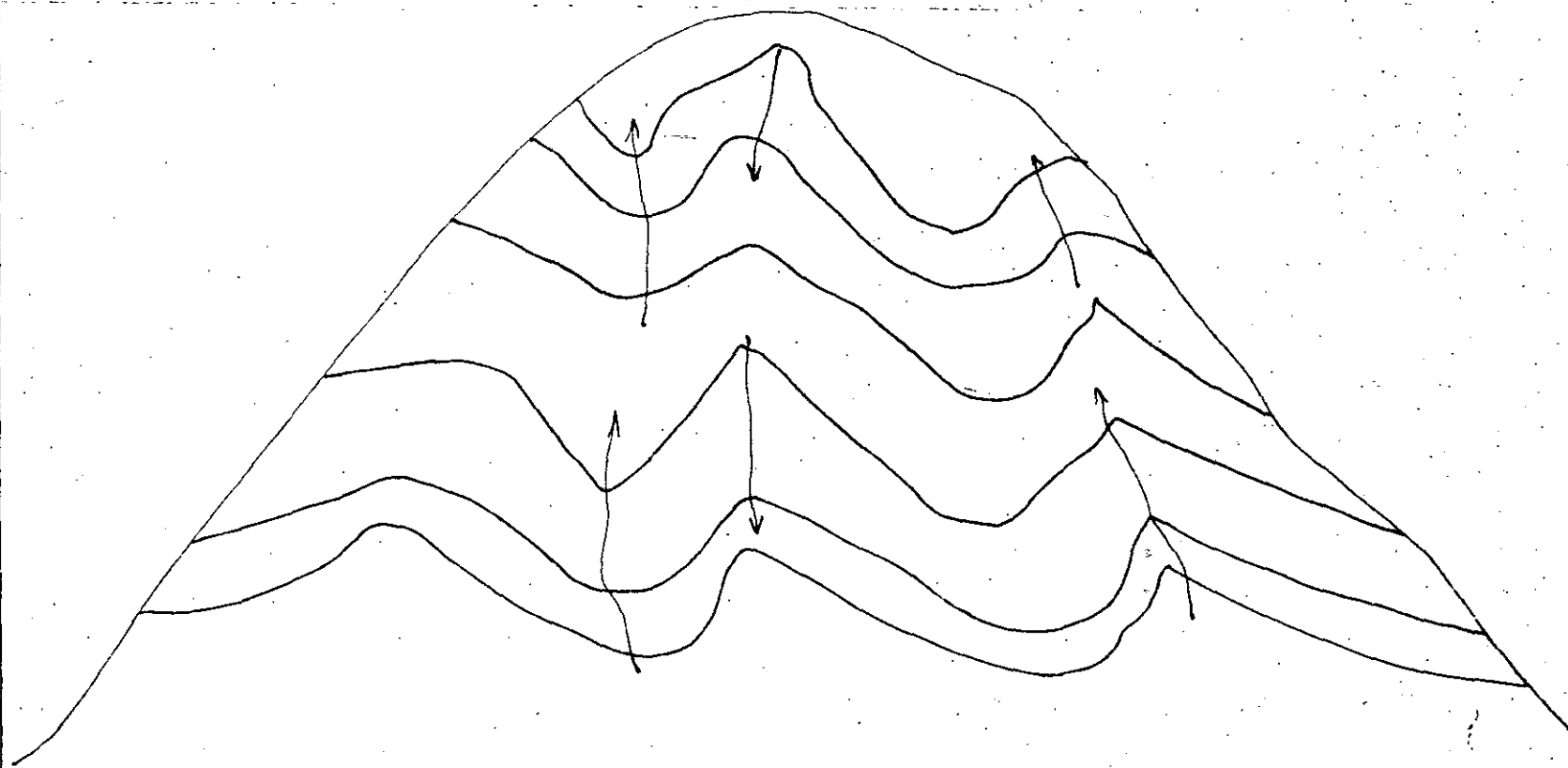


Todas las isohipsas cierran.

U . N . A . M .  
FAC . DE ING.  
Dibujo topografico

I S O H I P S A S

Profesor	Alumno	Fecha
Ing. Raúl Cejudo	Antonio Becerra	Oct. / 83



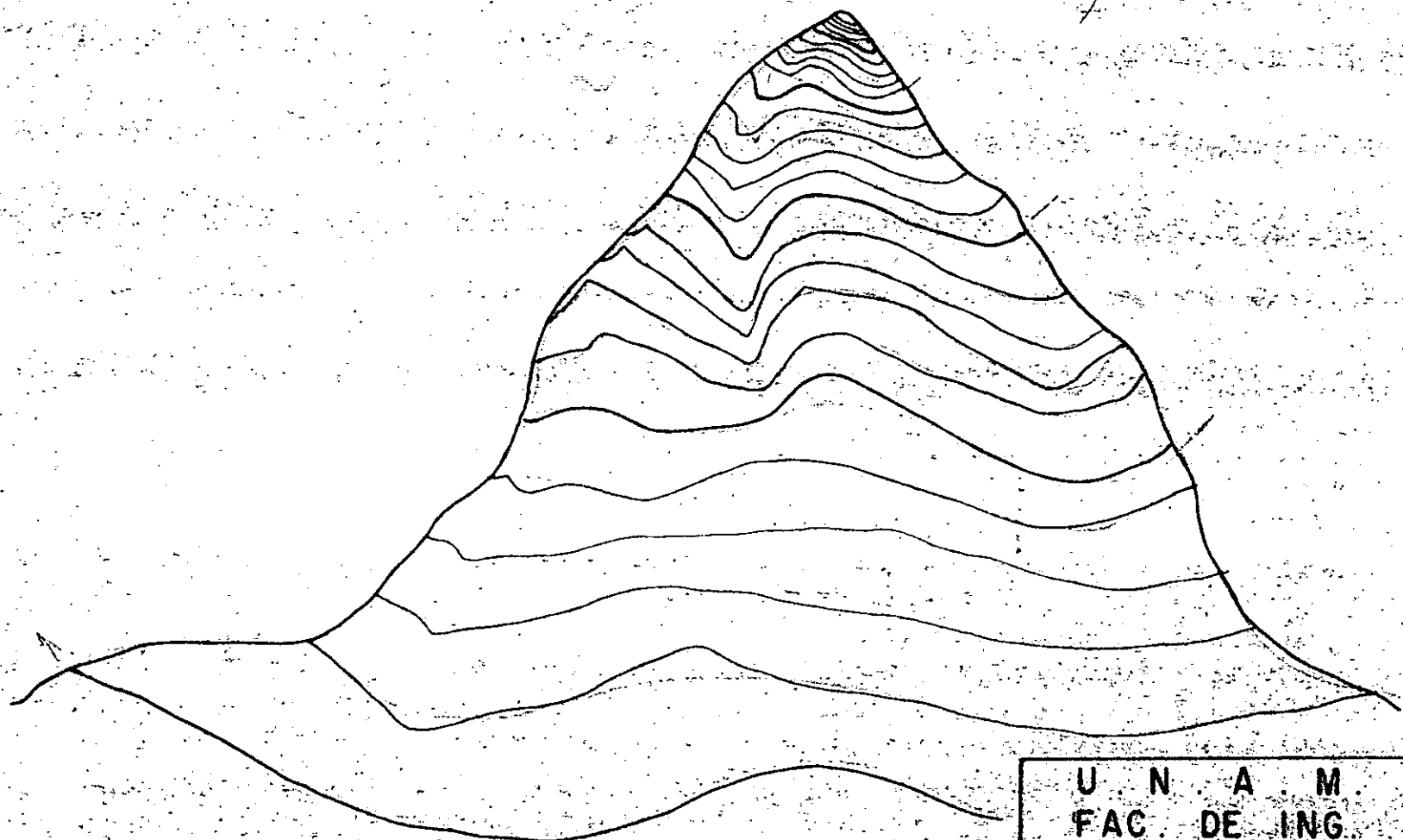
En las divisorias de aguas tienden a rodear la cima  
y en las vaguadas a alejarse de ella.

U . N . A . M .  
FAC . DE ING .  
Dibujo topografico

I S O H I P S A S

Profesor	Alumno	Fecha
Ing. Raúl Cejudo	Antonio Becerril	Oct. / 83

3.14

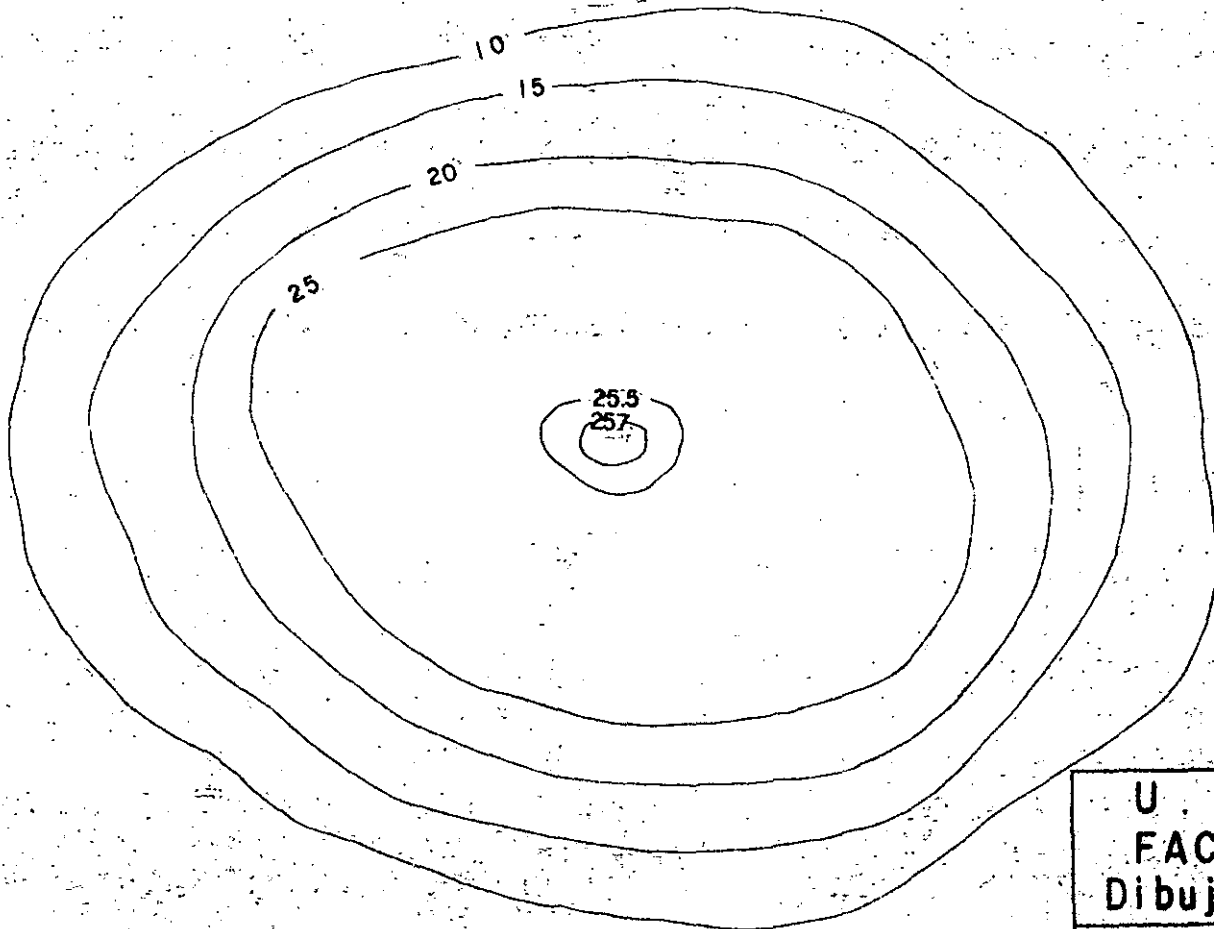


Tienden a separarse en las faldas de menor pendiente de los cerros.

U N A M		
FAC. DE ING.		
Dibujo topografico		
I S O H I P S A S		

133

Tienden a separarse en las cimas



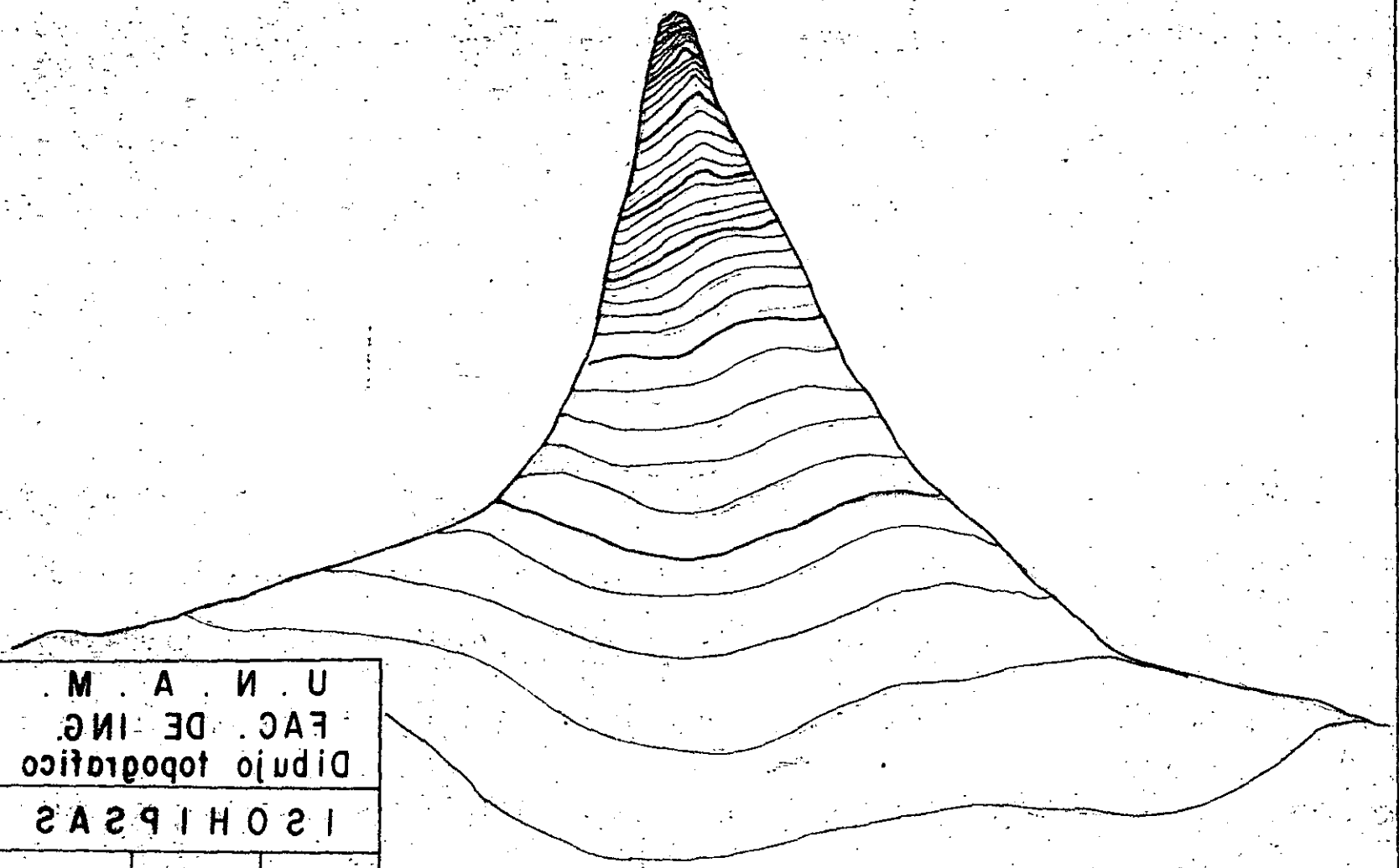
U . N . A . M .  
FAC . DE ING .  
Dibujo topografico

I S O H I P S A S

Ing. Raúl Cejudo Antonio Becerra Oct / 83

316

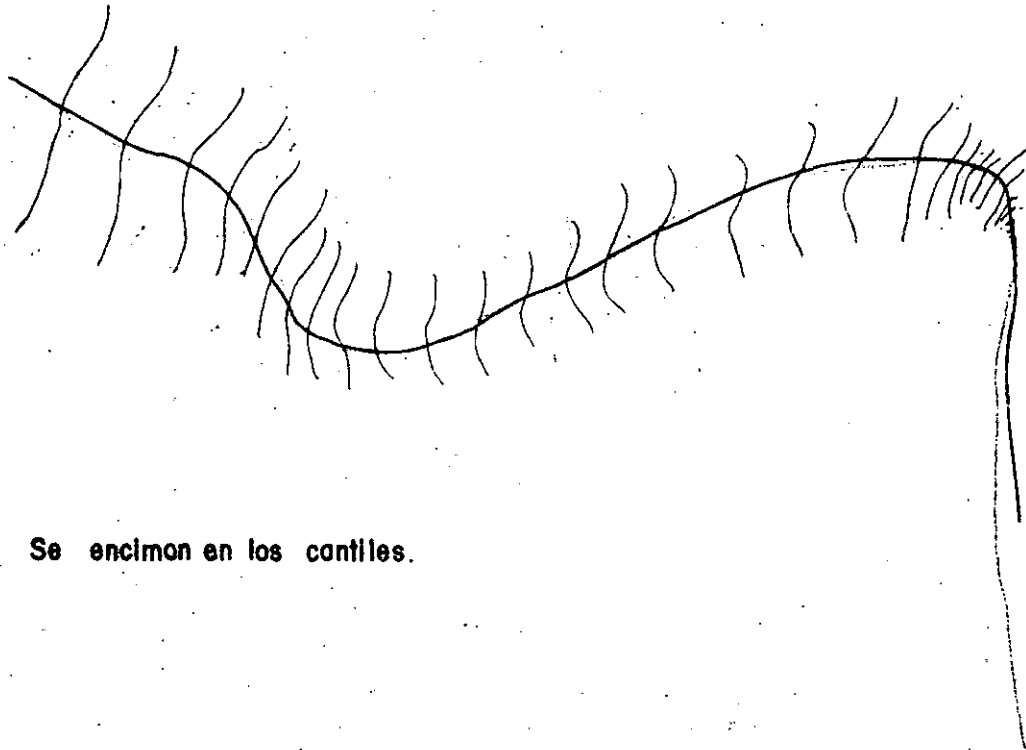
Tienden a acercarse en terrenos de mayor pendiente



U . N . A . M .  
FAC . DE ING .  
Dibujo topografico  
I S O H I P S A S

8.17

132



Se encimon en los cantiles.

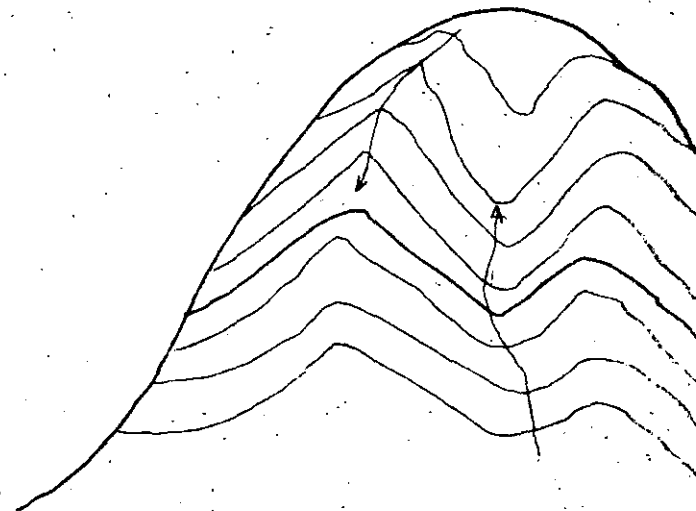
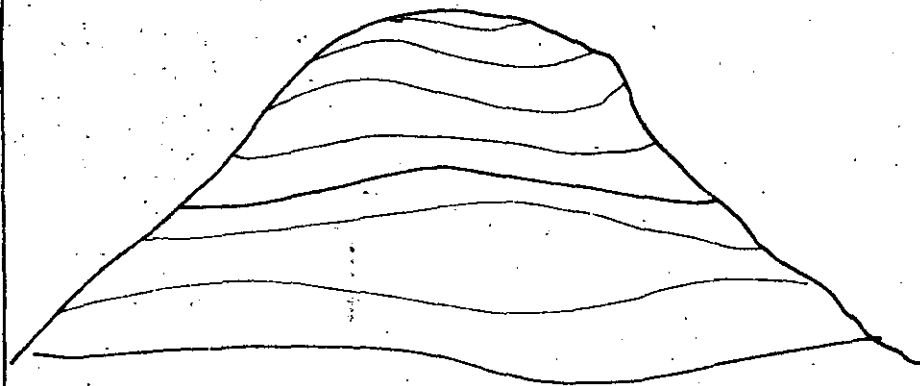
U . N . A . M .  
FAC . DE ING.  
Dibujo topografico

I S O H I P S A S

--	--	--

1316  
9

En las lomas las isohipsas son generalmente mas suaves, de menor grado de curvatura que en las vaguadas.

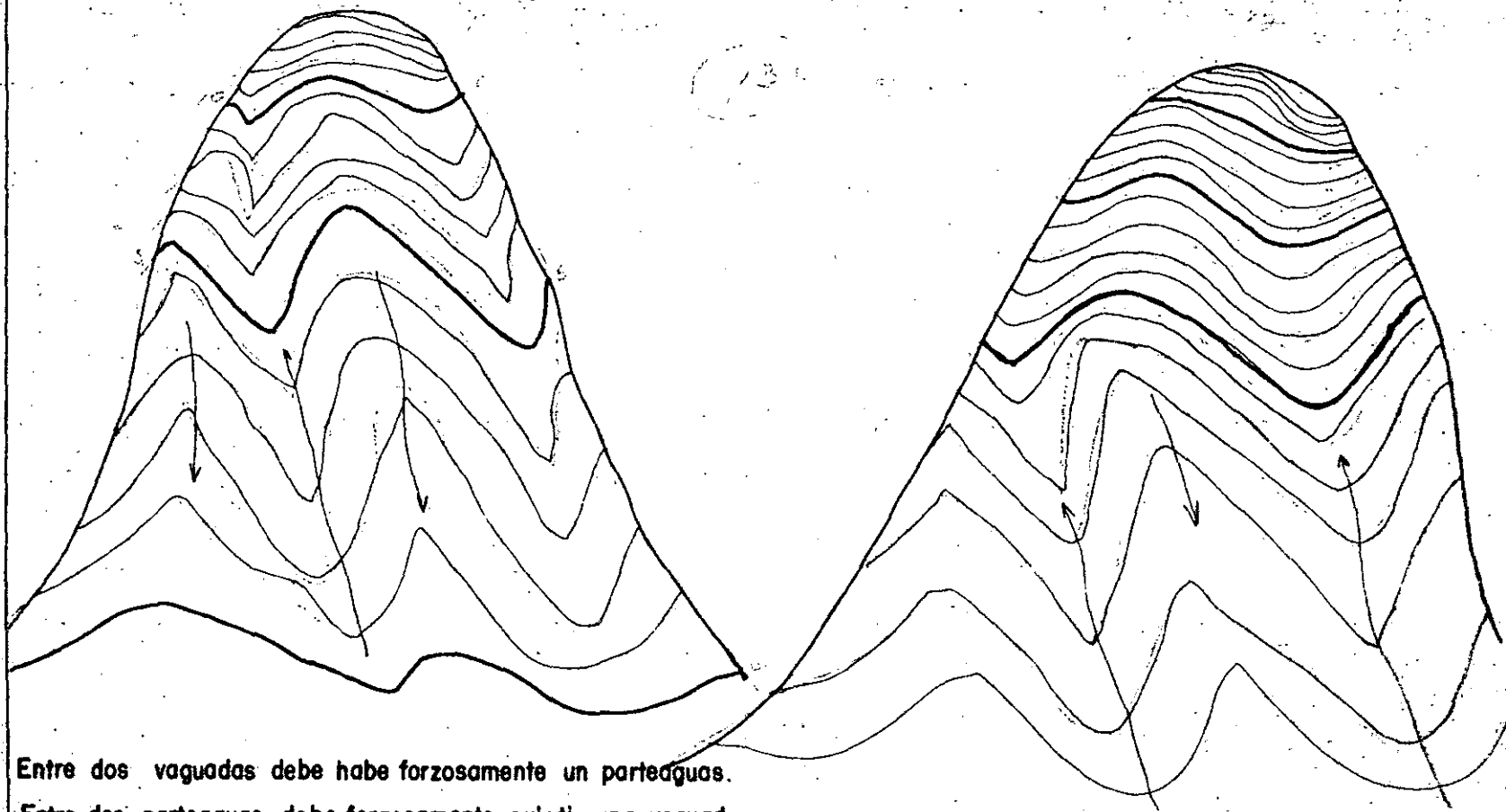


U . N . A . M .  
FAC . DE ING .  
Dibujo topografico

I S O H I P S A S

3.19





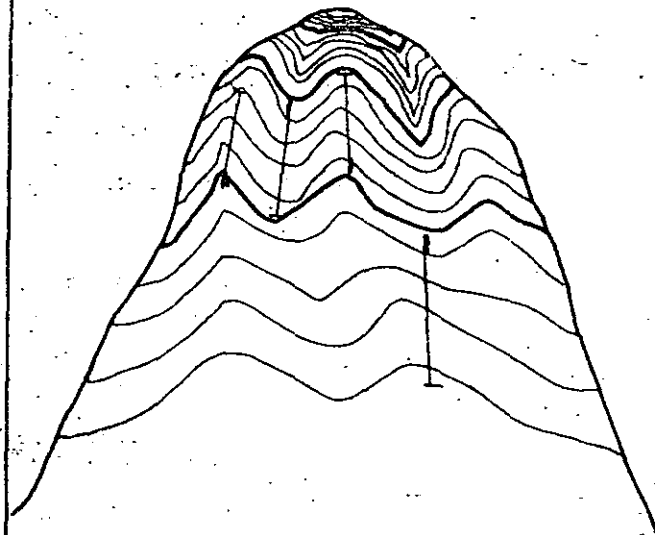
Entre dos vaguadas debe haber forzosamente un parteaguas.

Entre dos parteaguas debe forzosamente existir una vaguada.

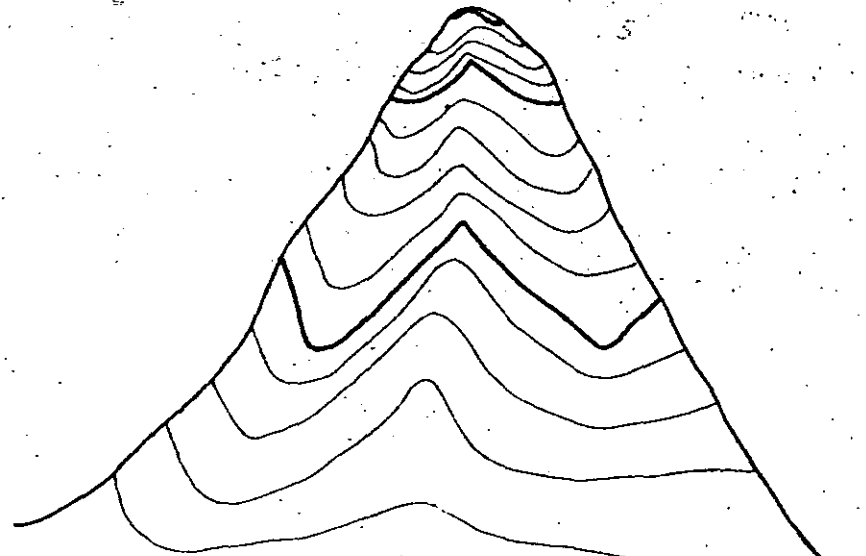
En ambos lados de los vaguadas y los parteaguas existen siempre isohipsas de la misma cota.

U . N . A . M .  
FAC . DE ING.  
Dibujo topografico

I S O H I P S A S



Los ejes de los parteaguas y de las vaguadas son normales a las isohipsas.



En las vaguadas generalmente las separaciones de las isoipsas se van acortando hacia aguas arriba.

U . N . A . M .  
FAC . DE ING .  
Dibujo topografico  
I S O H I P S A S

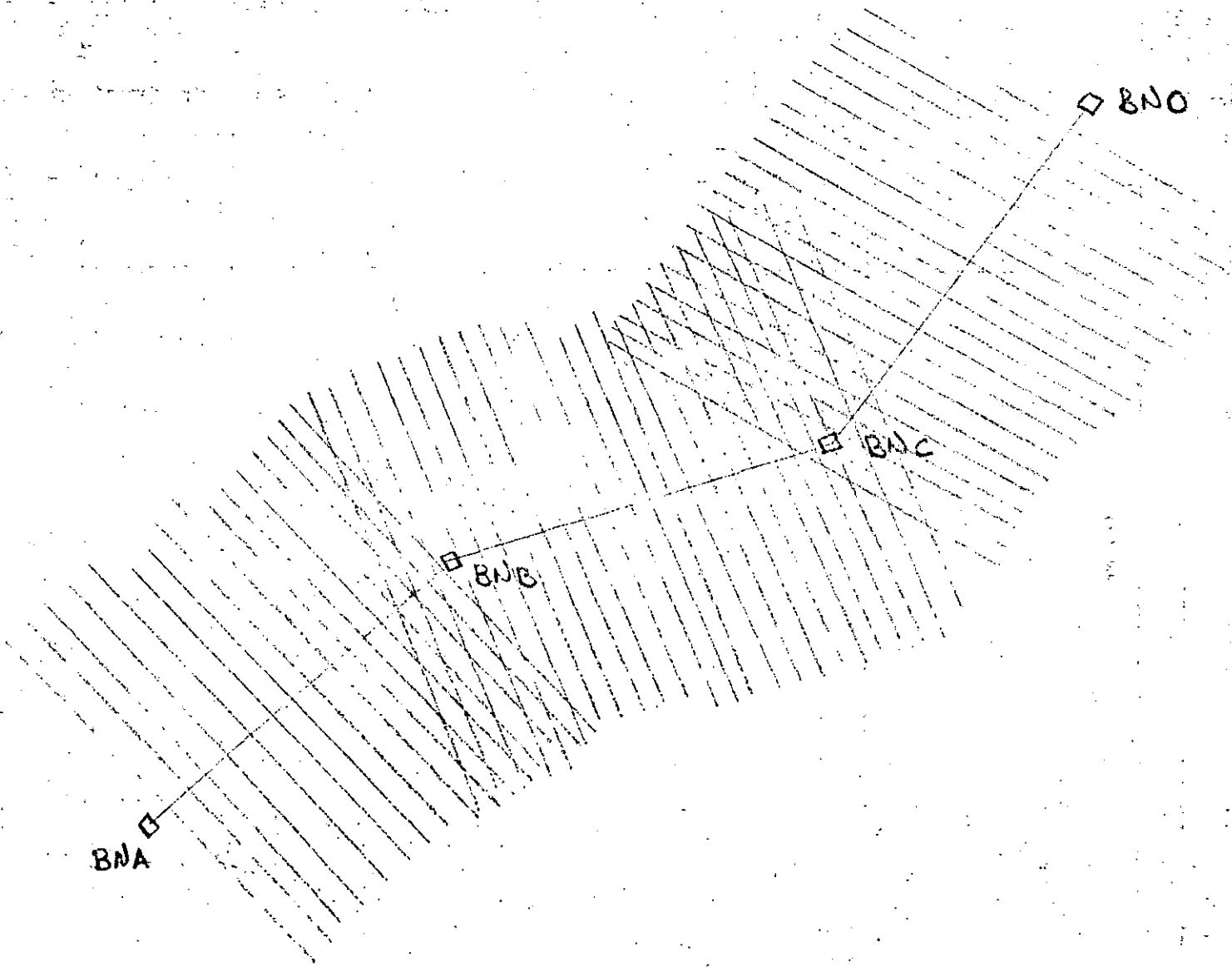


FIGURA 3.22 NIVELACION DE DETALLES

de errores.

### 3.5.1 Errores instrumentales.

146

Aunque pueden existir una gran variedad de errores involucrados con los instrumentos empleados en la nivelación, aquí solo se mencionarán los dos que se consideraron más importantes.

**ERROR DE COLIMACION VERTICAL.** En esencia este error es idéntico en el teodolito que en el nivel [ver inciso 4.4.1 de la Primera parte]. Para eliminarlo es suficiente colocar el instrumento en la mitad de la distancia entre los estadales, ya que se cometerá el mismo error en las dos lecturas y al restarlas una de otra este efecto quedará automáticamente eliminado.

**ERROR DE GRADUACION EN LA MIRA.** Este error es producido por una deficiente producción por el fabricante. La única forma que hay para detectarlo es comparar o estandarizar las miras. Se recomienda utilizar siempre dos miras o estadales fabricados por la misma casa.

### 3.5.2 Errores naturales.

**VIENTO.** Ocasiona el mismo efecto descrito en el inciso 4.4.2 de la Primera parte y la forma de eliminarlo es la misma.

**REFRACCION Y CURVATURA.** Los efectos de curvatura y refracción son los mismos que los descritos en el inciso 4 de la Segunda parte y por otra parte, los cambios de densidad en las diferentes capas de la atmósfera, sobre todo en la parte cercana al suelo, produce un efecto de reverberación, el cual se evita no tomando lecturas sobre el estadal cercanas al suelo y sobre todo no trabajar en las horas de más calor.

**CAMBIOS DE TEMPERATURA EN EL INSTRUMENTO.** Igual al descrito en el inciso 4.4.2 de la Primera parte. Su efecto se evita de igual forma.

**MOVIMIENTOS DEL TRIPODE.** Igual al descrito en el inciso 4.4.2 de la Primera parte. Su efecto se evita de igual forma.

### 3.5.3 Errores personales

**INSTRUMENTO MAL NIVELADO.** Igual al descrito en el inciso 4.4.3 de la Primera parte. Su efecto se evita de igual forma.

**ENFOQUE INADECUADO.** Igual al descrito en el inciso 4.4.3 de la Primera parte. Su efecto se evita de igual forma.

**ERROR DE LECTURA.** Igual al descrito en el inciso 4.4.3 de la Primera parte. Su efecto se evita de igual forma.

## 4. NIVELACION TRIGONOMETRICA

### 4.1 Concepto General

147

En esta clase de nivelación se miden ángulos verticales y distancias horizontales o inclinadas. Si las distancias se determinan por métodos indirectos, hay que tener presente que los distanciómetros electromagnéticos miden, generalmente, distancias inclinadas, por lo que se debe cuidar los modelos matemáticos que se empleen.

Los ángulos verticales se pueden medir a partir del horizonte (ángulos de altura) o a partir del cenit (distancia cenital), siendo esto último lo más conveniente. El ángulo vertical debe medirse varias veces, la mitad de ellas en posición directa y la otra mitad en posición inversa; así se obtendrá una mejor estimación del valor del ángulo, eliminando además, posibles errores por falta de corrección del instrumento.

### 4.2 Observaciones Recíprocas

Considerando dos puntos sobre la superficie terrestre A y B, - cuyas alturas sobre el nivel del mar son  $H_a$  y  $H_b$  respectivamente, - se desea conocer por medio de la nivelación trigonométrica la diferencia de nivel  $H_b - H_a$  entre dichos puntos (Figura 4.1)

Debido al efecto de refracción atmosférica [1.2] la visual entre A y B no sigue la línea recta, sino el arco AB. Cuando se observa desde A, la dirección de la visual hacia B es tangente a dicho arco en el punto A. Así pues, la distancia cenital leída es  $z_1$ . De igual forma, cuando se ocupa la estación B el ángulo leído es  $z_2$ .

De la figura 4.1 observamos que en el triángulo acb se tiene

$$\frac{H_b - H_a}{\text{sen } \gamma} = \frac{AC}{\text{sen } \theta}$$
$$H_b - H_a = AC \frac{\text{sen } \gamma}{\text{sen } \theta} \quad (4-1)$$

y en el triángulo ACO se obtiene

$$AC = 2(R + H_a) \text{sen } \gamma / 2 \quad (4-2)$$

Determinado los ángulos  $\theta$  y  $\gamma$ , tenemos para  $\theta$  en el punto B

$$\theta = 180^\circ - z_2 - r \quad (4-3)$$

del triángulo ABO

$$\theta = 180^\circ - [\gamma + (180^\circ - z_1 - R)]$$
$$\theta = -\gamma + z_1 + r \quad (4-4)$$

promediando (4-3) y (4-4)

$$\theta = 90^\circ - \left( \frac{\gamma + z_2 - z_1}{2} \right) \quad (4-5)$$

Para  $\gamma$  en el triángulo ABC

$$\gamma + \theta + 90 + \gamma / 2 = 180^\circ$$

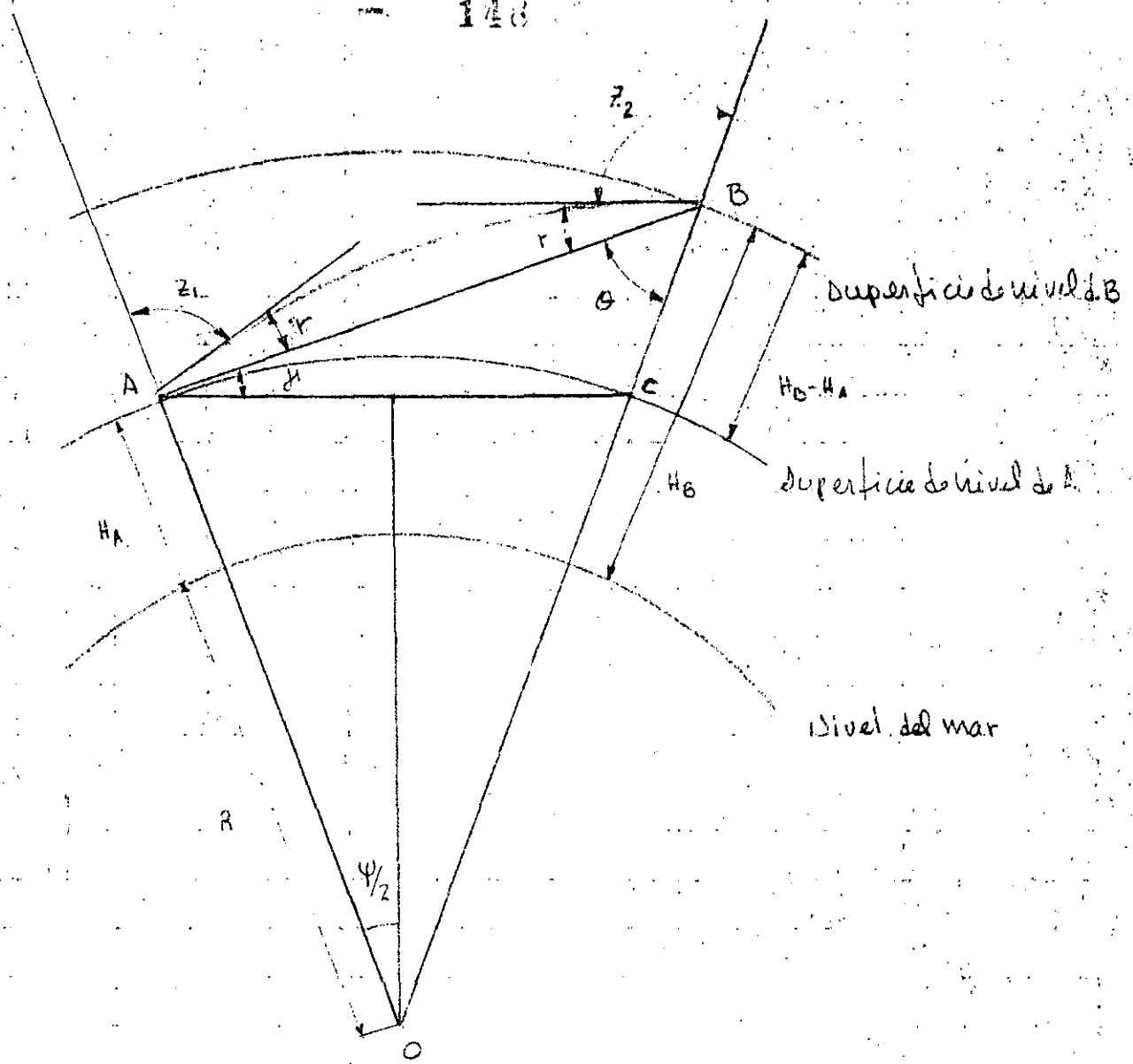


Figura 4.1 Nivelación Trigonométrica (observaciones recíprocas)

$$\gamma = 180^\circ - 90^\circ - \gamma/2 + z_2 + r - 180^\circ$$

$$\gamma = -90^\circ - \gamma/2 + z_2 + r \quad 149 \quad (4-6)$$

desde el punto A se tiene que

$$\gamma = 180^\circ - (z_1 + r + 90^\circ - \gamma/2)$$

$$\gamma = 90^\circ - z_1 - r + \gamma/2 \quad (4-7)$$

promediano las ecuaciones (4-6) y (4-7)

$$\gamma = \frac{z_2 - z_1}{2} \quad (4-8)$$

sustituyendo (4-2), (4-5) y (4-8) en (4-7)

$$H_b - H_a = 2(R + H_a) \frac{\sin \gamma/2}{2} \frac{\sin(z_2 - z_1)}{2} \frac{\cos(\gamma + z_2 - z_1)}{2} \quad (4-9)$$

para determinar  $\gamma$  se aplica la ecuación

$$\sin \gamma/2 = \frac{AC}{2(R + H_a)} \quad (4-10)$$

o lo que es lo mismo

$$H_b - H_a = AC \frac{\sin(z_2 - z_1)}{2} \frac{\cos(\gamma + z_2 - z_1)}{2} \quad (4-11)$$

En las nivelaciones topográficas no es necesario calcular el valor exacto de R para cada lugar; basta con tomar el valor promedio de R.

Cuando las observaciones son recíprocas, el ángulo de refracción atmosférica se elimina en las ecuaciones (4-5) y (4-8) y por lo tanto su efecto.

#### 4.3 Observaciones No Recíprocas

En algunas ocasiones no es posible ocupar las dos estaciones para observar las distancias cenitales (Figura 4.2), entonces el problema consiste en determinar  $H_b - H_a$ , considerando el ángulo  $ABC = 90^\circ$ , como

$$H_b - H_a = AC \operatorname{ctng} z = AB \cos z \quad (4-12)$$

En este caso la distancia cenital deberá corregirse por los efectos de curvatura y refracción.

#### 4.4 Correcciones a las Observaciones

##### 4.4.1 Corrección por altura de la señal y del instrumento

Las distancias cenitales pueden ser corregidas por la diferencia de altura existente entre la señal del punto observado (T) y la

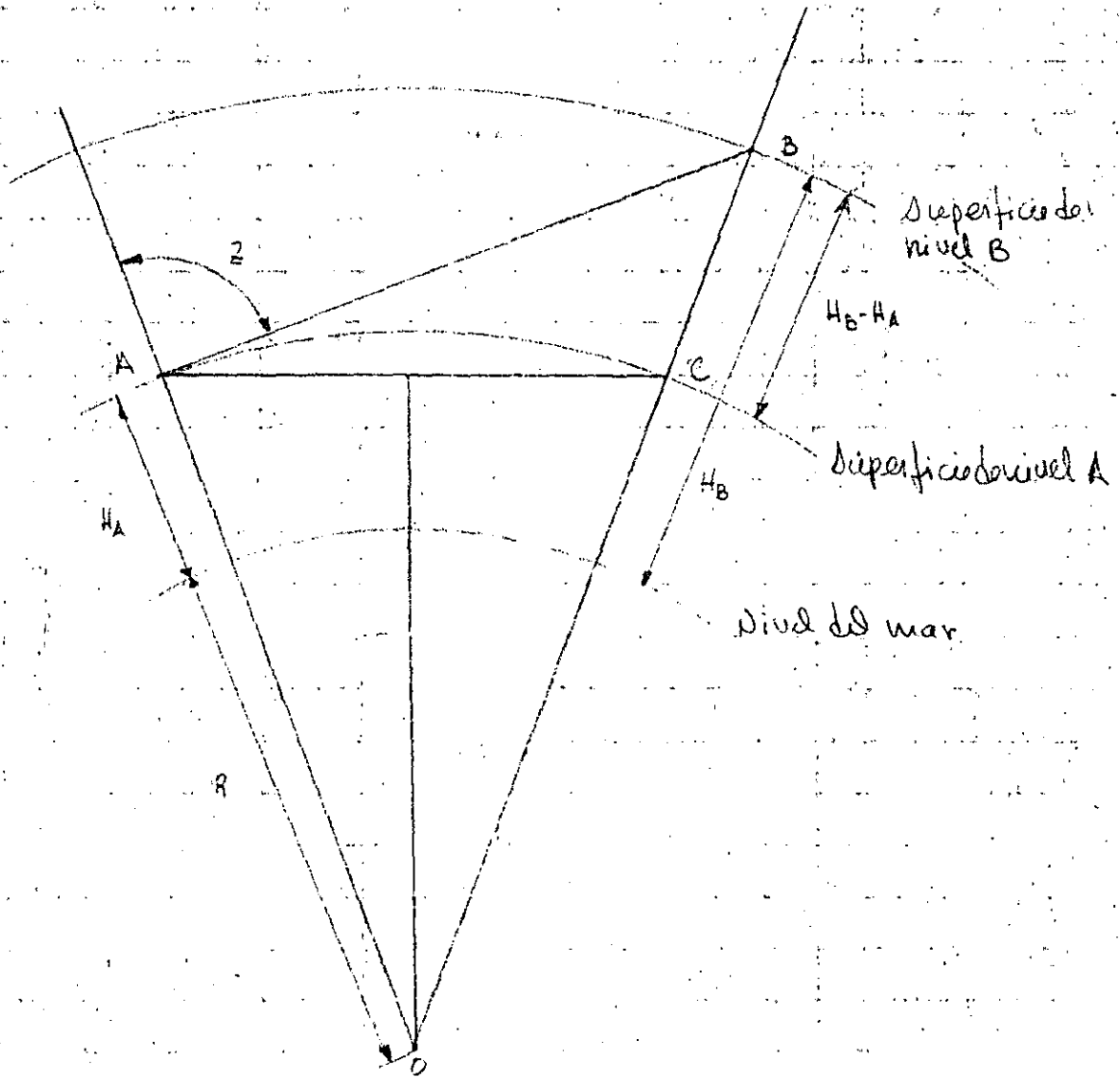


Figura 4.2. Nivelación Trigonométrica (observaciones no recíprocas)



del tránsito o teodolito sobre el punto de observación (t).

El valor de dicha corrección,  $\alpha$ , es en segundos de arco, se deduce fácilmente a partir de la Figura 4.3, de ella se puede escribir la siguiente relación

$$\alpha = \frac{I-t}{D \text{ sen } 1''} \quad 151 \quad (4-13)$$

En caso de no corregir las distancias cenitales, entonces se debe corregir la diferencia de elevación por la diferencia de alturas entre T y t. En la Figura 4.4 observamos que

$$H_b - H_a = H_1 + t - T \quad (4-14)$$

#### 4.4.2 Corrección por curvatura terrestre

Como la superficie de nivel que pasa por el punto de observación sigue aproximadamente la superficie terrestre y dado que la visual en dicho punto es tangente a la superficie de nivel, se introduce un error debido a la curvatura (a). Este problema se ilustra en la Figura 4.5. Como la distancia AB es muy pequeña comparada con el radio de la Tierra, por lo que la línea OBP puede considerarse como recta, con esta consideración y de acuerdo al teorema de Pitágoras se tiene

$$(a+R)^2 = R^2 + AB^2$$
$$a^2 + 2aR + R^2 = R^2 + AB^2$$

siendo a demasiado pequeño, puede despreciarse el valor de  $a^2$ , por lo que el efecto de curvatura terrestre queda expresado como

$$a = \frac{AB^2}{2R} \quad (4-15)$$

#### 4.4.3 Corrección por refracción

En la Figura 4.6 puede verse que la posición real del punto P es P'; el desnivel entre dos puntos (b) corresponde a la corrección por refracción. El objeto observado aparenta siempre estar a un nivel más alto de donde está.

La corrección por refracción se calcula mediante la fórmula

$$b = \frac{AB^2 K}{2R} \quad (4-16)$$

donde K es la constante de refracción, la cual es función de la temperatura y la presión atmosférica, su valor varía entre 0.08 y 0.20

#### 4.5 Cálculo de Desniveles

Para ejemplificar los casos de observaciones recíprocas y no recíprocas, en las Tablas 4.1 y 4.2 se presentan dos nivelaciones trigonométricas resueltas en forma tabular. Cabe hacer mención que esta solución se presenta exclusivamente para ilustrar la secuencia de cálculo, pero debe de aclararse que este proceso se debe hacer preferentemente por medio de una computadora, en la Figura 4.7 se presenta el listado de los resultados obtenidos de una computadora.

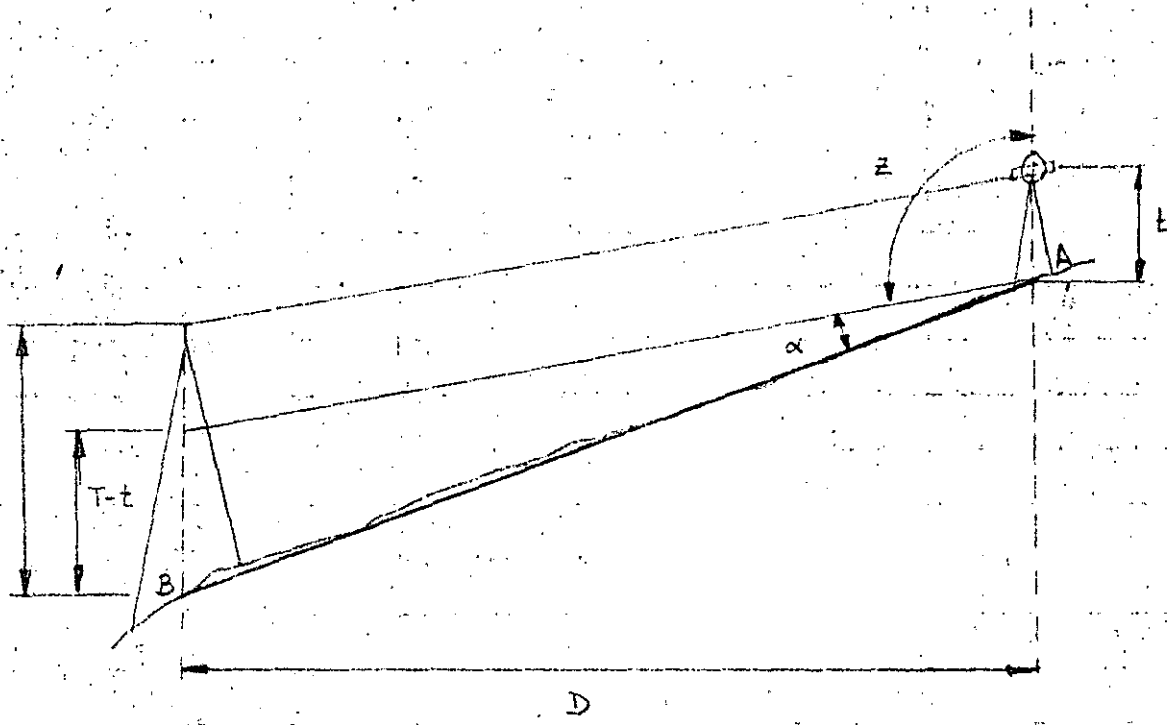


FIGURA 4.3. CORRECCION A LA DISTANCIA CENTRAL POR ALTURA DE APARATO Y ALTURA DEL PUNTO OBSERVADO.

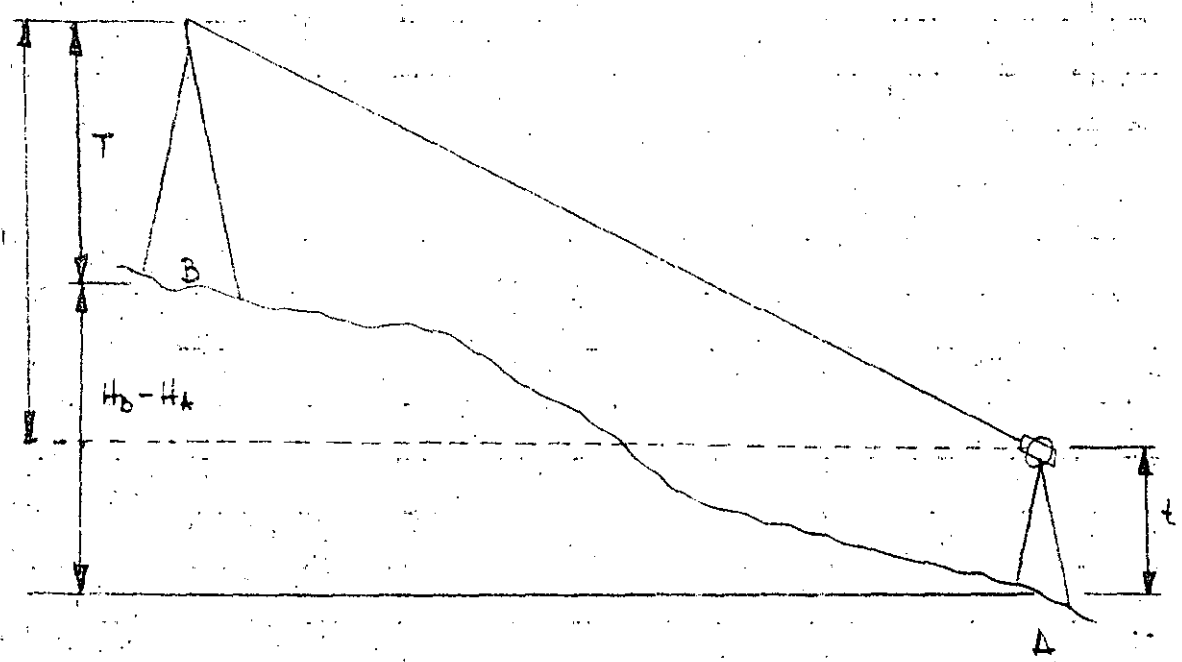


FIGURA 4.4 CORRECCION AL DESNIVEL POR ALTURA DE APARATO Y ALTURA DEL PUNTO OBSERVADO

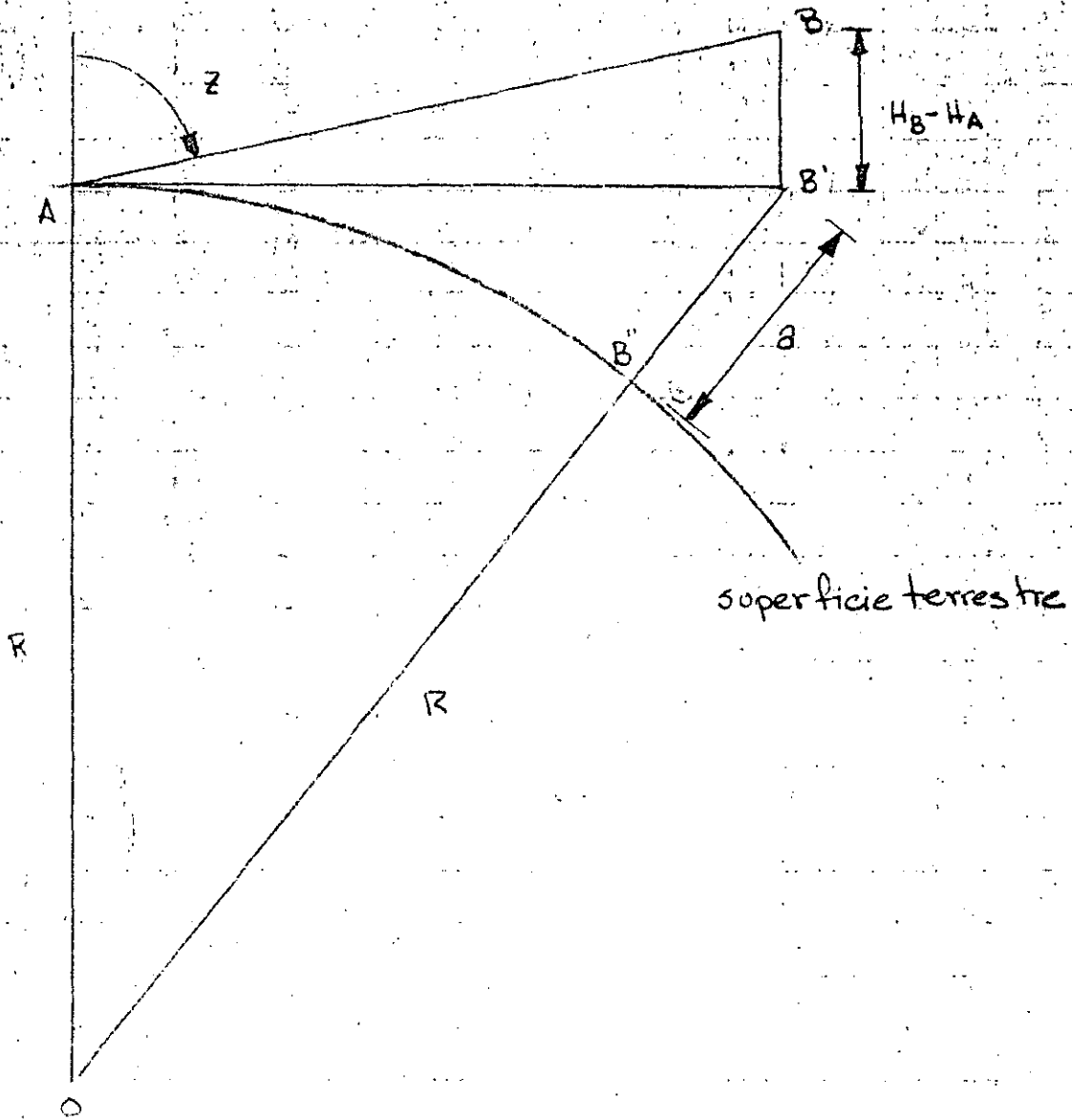


FIGURA 4.5 CORRECCION POR CURVATURA TERRESTRE

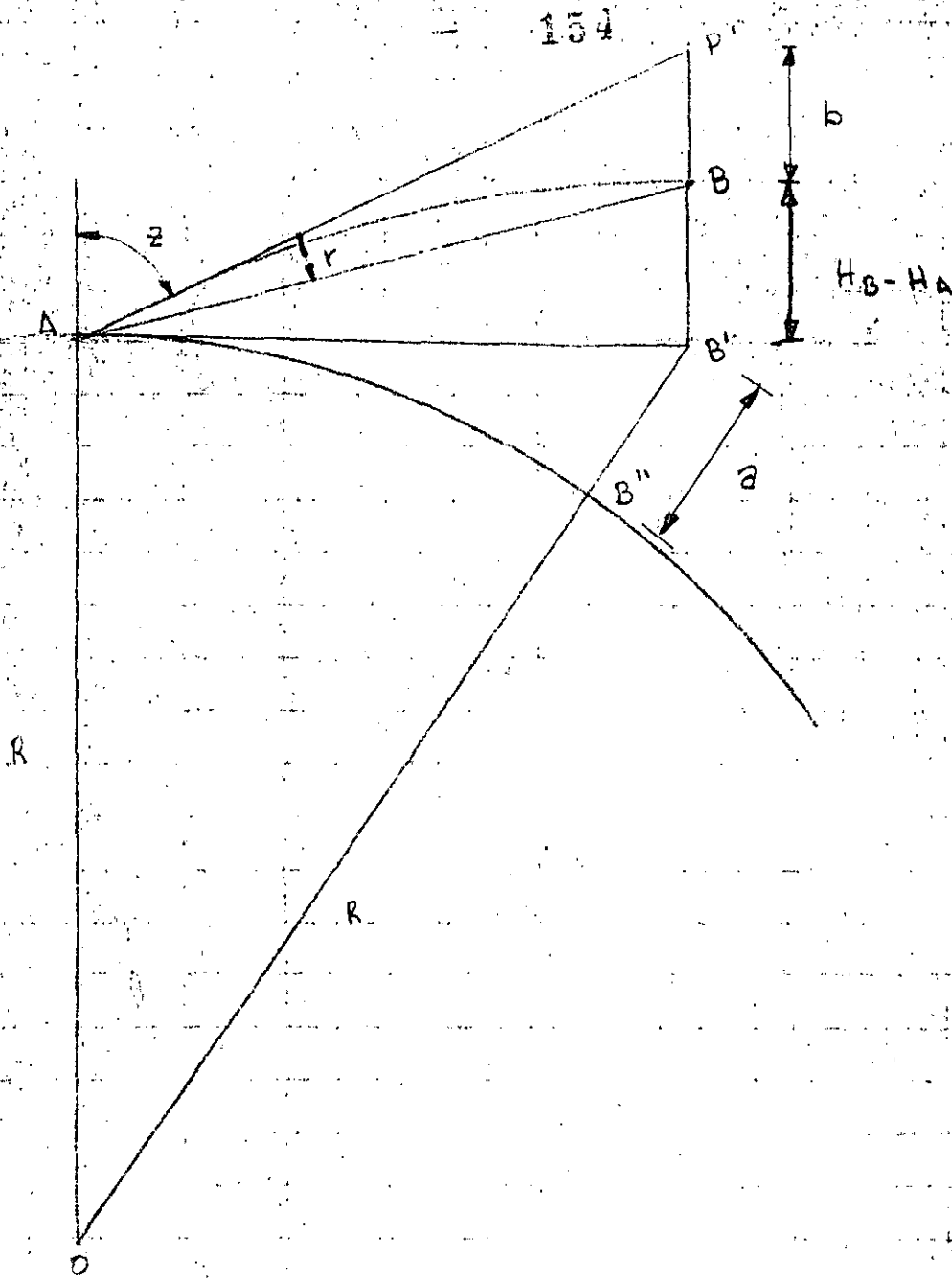


FIGURA 4.6 CORRECCION POR REFRACCION Y CURVATURA

$H_1 = 6370000.00$      $H_2 = 1025.669$

LADO		AC	$\phi/2$	Z	$\pi$	R	N	$(Z_2 - Z_1)/2$	$\cos \frac{Z_2 - Z_1}{2}$	$\cos \frac{\phi + Z_2 - Z_1}{2}$	$\Delta H$	COTA
DE	A											
120	121	112.927		89° 22' 40"	1.40	2.10	0° 21' 18"					
121	120	112.940		90 46 34	1.37	2.15	0 23 44					
		112.9335	0° 00' 02"					0° 43' 10"	0.01255634	0.99992104	1.413	1027.026
121	122	292.031		93 59 19	1.60	1.95	0 04 07					
122	121	292.026		86 24 29	1.60	2.20	0 07 04					
		292.0285	0 00 05					-3 45 56	-0.06567404	0.99784272	-19.270	1007.846
122	123	75.523		90 31 08	1.53	2.15	0 28 13					
123	122	75.537		89 41 22	1.70	2.10	0 18 12					
		75.5300	0 00 01					-0 29 54	-0.00869745	0.99996226	-0.657	1007.209
123	124	160.139		90 50 12	1.62	2.15	0 11 23					
124	123	160.154		89 29 56	1.40	2.30	0 19 19					
		160.1465	0 00 03					-0 36 10	-0.01052026	0.99994481	-1.685	1005.524
124	125	186.008		88 41 03	1.35	2.10	0 13 52					
125	124	186.022		91 35 23	1.52	2.17	0 12 00					
		186.0150	0 00 03					1 26 14	0.02500163	0.99968604	4.667	1010.191
125	126	301.931		85 42 35	1.60	2.37	0 08 46					
126	125	301.957		94 34 36	1.72	1.99	0 03 04					
		301.944	0 00 05					4 23 10	0.07647733	0.99706947	23.160	1033.351

TABLA 4.1. NIVELACION TRIGONOMETRICA RECIPROCA

LADO		AB	Z	CDZ	$H_B - H_A$	a	$K = \frac{C}{S.I.}$	$\Delta H$	Altura		METROS	COTA
DE	A	AC		ctng Z					A	F		
237	238	74.631	89° 31' 17"	0.00835324	0.623	0.000	0.000	0.623	1.37	1.40	237	1253.120
238	239	178.090	89 16 33	0.01263876	2.251	0.002	0.000	2.249	1.52	1.40	238	1253.713
239	240	12.792	90 57 25	-0.01670105	-0.214	0.000	0.000	-0.214	1.39	1.60	239	1256.082
240	241	199.483	90 31 58	-0.00979859	-1.854	0.003	0.000	-1.857	1.47	1.29	240	1255.868
241	237	222.666	90 07 08	-0.00207500	-0.462	0.004	-0.001	-0.465	1.12	0.98	241	1254.181
											237	1253.856

TABLA 4.2 NIVELACION TRIGONOMETRICA NO RECIPROCA



Como en todo trabajo, los errores en la nivelación trigonométrica pueden ser personales, naturales o instrumentales.

Para el análisis de las componentes de error en la nivelación trigonométrica, tanto recíproca como no recíproca, se puede considerar simplemente

$$H = S \operatorname{ctng} z \quad (4-17)$$

la varianza  $\sigma_H^2$  del desnivel H se puede obtener aplicando la ecuación fundamental de la propagación de los errores (2-16) resultando

$$\sigma_H^2 = (\operatorname{ctng} z)^2 \sigma_S^2 + (S \operatorname{csc}^2 z)^2 \sigma_z^2 \quad (4-18)$$

donde

$\sigma_S$ : Desviación estándar de la distancia

$\sigma_z$ : Desviación estándar de la distancia cenital en radianes

La contribución del error por el efecto de curvatura se obtiene aplicando la fórmula (2-16) a la ecuación (4-15)

$$\sigma_b^2 = \left(\frac{S}{R}\right)^2 \sigma_S^2 + \left(\frac{S^2}{2R^2}\right)^2 \sigma_R^2 \quad (4-19)$$

donde

$\sigma_R$ : Desviación estándar del radio terrestre

De igual forma, para la refracción terrestre se tiene

$$\sigma_b^2 = \left(\frac{2S}{14R}\right)^2 \sigma_S^2 + \left(\frac{S^2}{14R^2}\right)^2 \sigma_R^2 \quad (4-20)$$

Analizando por separado cada una de las fuentes de error se tiene que la desviación estándar de una distancia cenital medida con teodolito de precisión y en condiciones favorables estará en 5", lo que contribuye al error en 25 ppm del cuadrado de la distancia medida.

La desviación estándar de la distancia estará en función del instrumento EDM empleado, pero en promedio podemos considerar que  $\sigma_S^2$  contribuye en 5 ppm.

Para los efectos de curvatura y refracción, el radio terrestre en el elipsoide de Clarke es igual 6'378,206.4 m y por definición la desviación estándar asociada es cero.



Como se ha venido repitiendo, siempre que se mide una cantidad física se cometen errores inevitables. El caso de la medición de desniveles no es de ninguna manera una excepción, por lo que al momento de expresar sus resultados se deberá tomar en cuenta la ocurrencia de dichos errores.

Aparentemente, el cálculo de una nivelación es un conjunto sencillo de operaciones aritméticas básicas, que finalmente nos pueden dar desniveles entre puntos determinados; así de la figura 5.1 tenemos que  $\Delta h$  no es más que el desnivel "observado" entre los puntos A y B, pero, como todo trabajo topográfico este valor deberá ser suficientemente verificado y ajustado (compensado) de acuerdo a las condiciones a cumplir o parámetros a satisfacer.

En todo caso el cálculo del desnivel entre dos puntos (bancos de Nivel) será simplemente la diferencia entre la suma de visuales hechas hacia atrás, con las visuales hechas hacia delante, según ya se estableció en el capítulo 3. Así pues, la diferencia entre dos bancos extremos, será la suma algebraica de los desniveles entre los bancos consecutivos, donde los desniveles entre los bancos ( $\delta$ ), hasta este punto se les considera como "observados", aún cuando estos sean resultado ya de un proceso previo. Estos desniveles tendrán que ser ajustados, según se dijo párrafos arriba, de acuerdo a ciertos parámetros.

A continuación se presentan tres casos posibles de conformación geométrica de trabajos de nivelación y los ajustes que proceden.

### 5.1 Cálculo y Ajuste de líneas

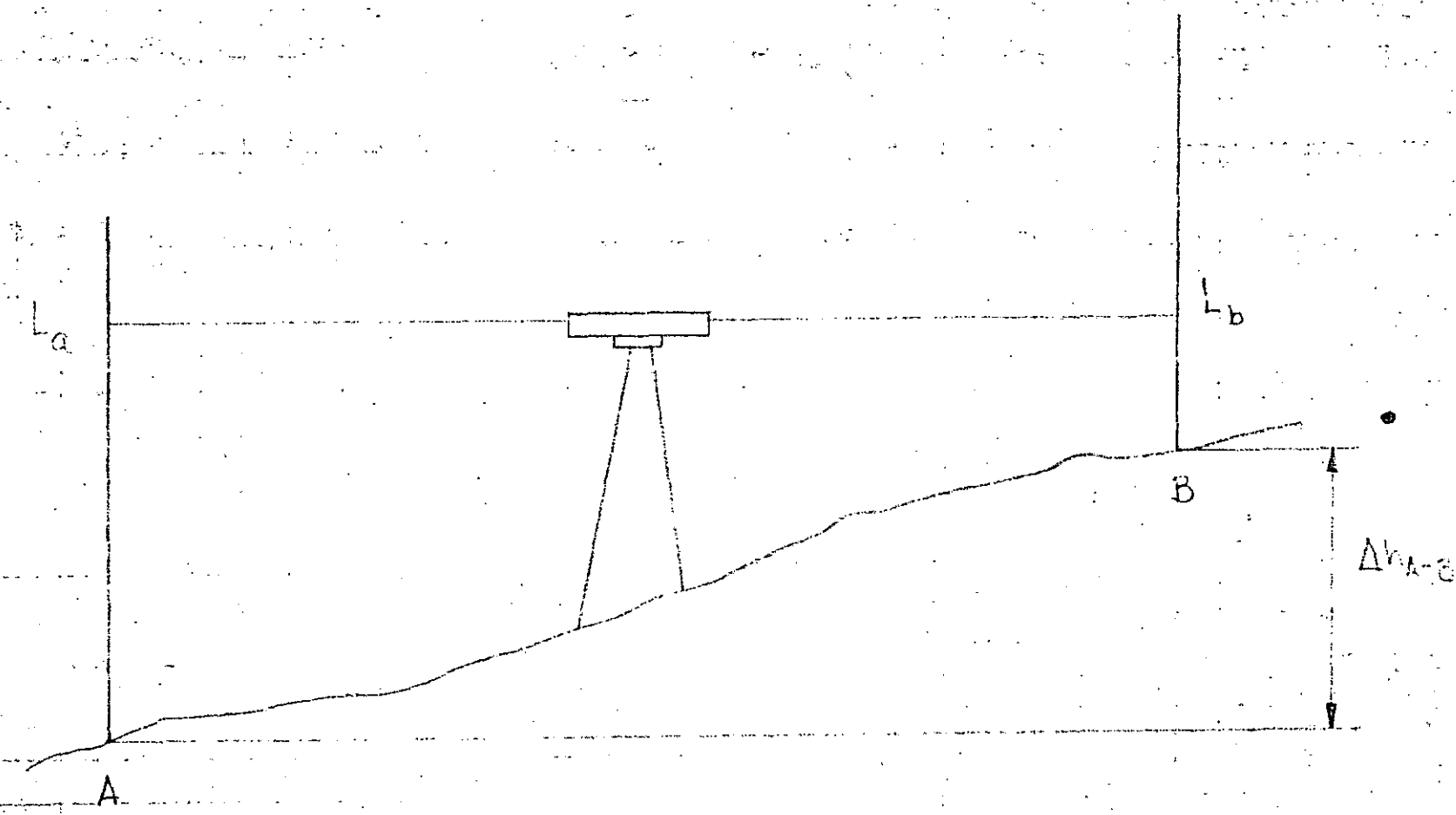
Se le llama línea de nivelación (Figura 5.3), a aquella que tiene un desarrollo abierto, ya sea ligado o no en sus extremos con bancos preestablecidos. De hecho, pueden presentarse tres casos:

- a) Línea sin liga alguna. Se utiliza cuando solo interesa conocer el desnivel entre dos puntos y no su altitud. En este caso el único ajuste que procede, si es que se realizan observaciones redundantes, es obtener el valor más probable de cada una de ellas y con estas calcular el desnivel.
- b) Línea ligada en uno de sus extremos. En cuanto a su tratamiento es similar al anterior, solo que en este caso es conocido el valor de alguno de sus bancos extremos y entonces será posible conocer la altitud de todos los bancos adicionales.
- c) Línea ligada en sus dos extremos. En este caso, además de conocer los desniveles observados entre bancos, se conocen las altitudes de los extremos, lo que permite establecer mayor cantidad de parámetros para un mejor ajuste. Se recomienda efectuar siempre que sea posible, un ajuste riguroso por mínimos cuadrados. En el inciso 5.3 se presenta un caso resuelto para este método, que implícitamente considera el ajuste de líneas.

### 5.2 Cálculo y Ajuste de Circuitos

Se entiende por "circuito" (Figura 5.4) a la conformación de una línea de nivelación que inicia y termina en un mismo banco de

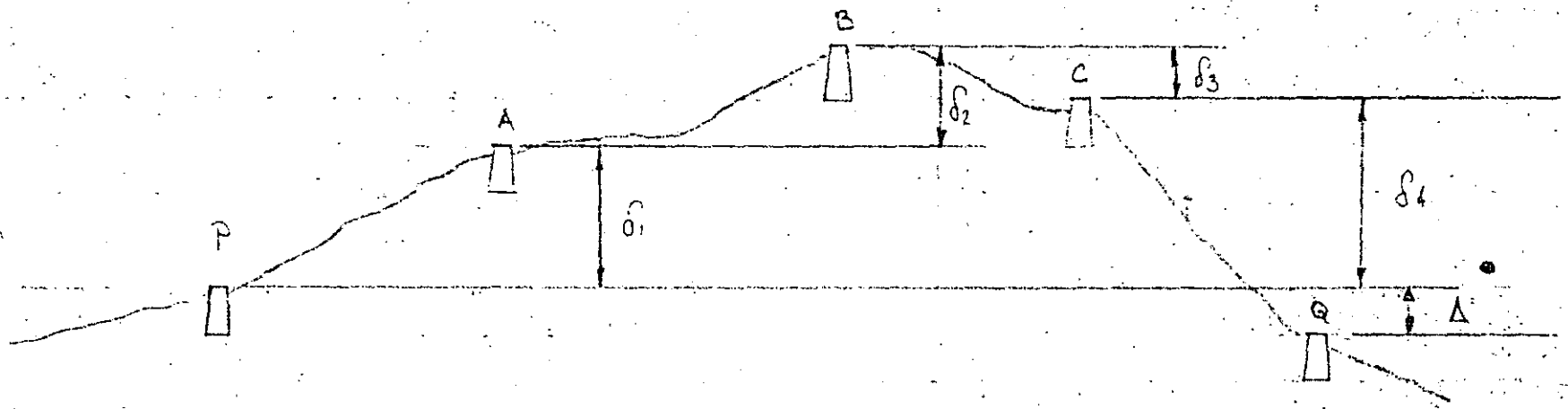
151



160

$$\Delta h_{A-B} = L_b - L_a$$

FIGURA 5.1 DESNIVEL



$$\Delta = \delta_1 + \delta_2 - \delta_3 - \delta_4$$

FIGURA 5.2 NIVELACION

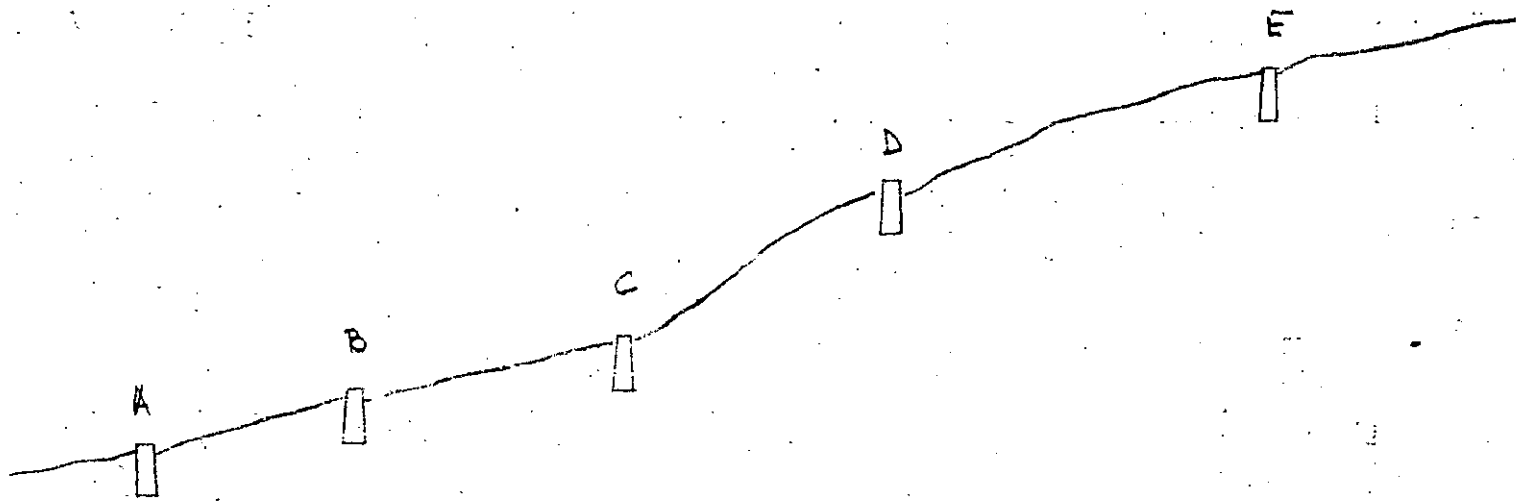
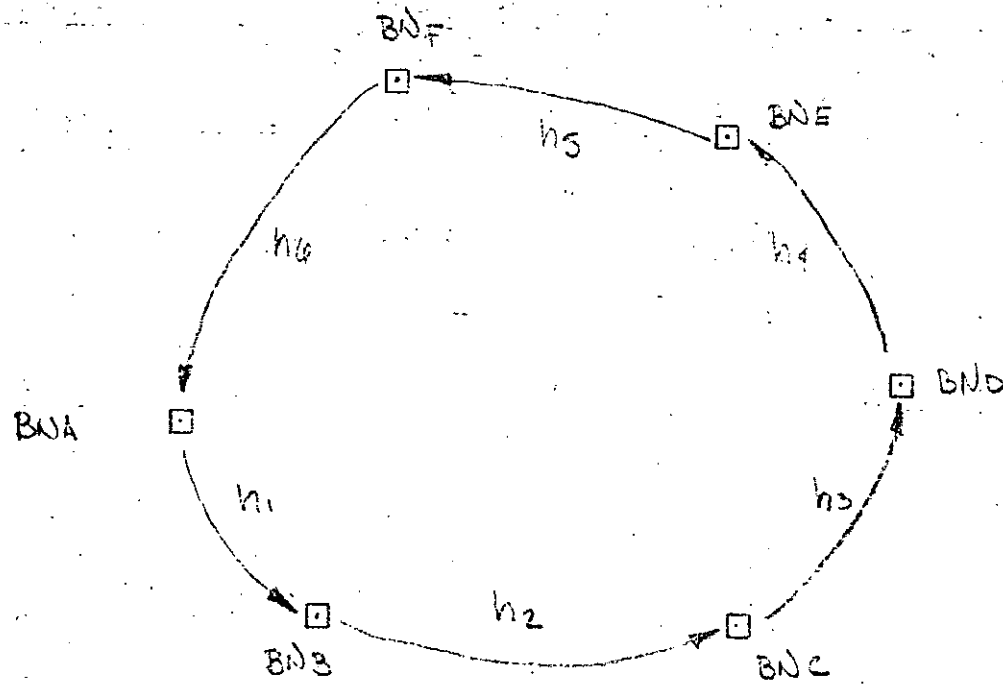


FIGURA 5.3 LINEA DE NIVELACION



$$h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + h_6 = 0$$

FIGURA 5.4 CIRCUITO DE NIVELACION

157

153

Aquí teóricamente la suma algebraica de los desniveles debiera ser igual a cero, pero debido a los errores, normalmente accidentales, en esta etapa del cálculo, esto nunca ocurre. Se deduce entonces que es necesario ajustar o compensar los valores observados para cumplir la condición establecida, lo que evidentemente repercutirá en el valor a-priori calculado para los bancos que conforman el circuito. Por estar también este caso implícito en el de redes, se tratará el ajuste riguroso en el inciso que sigue.

### 5.3 Cálculo y Ajuste de Redes

Se entiende por "red de nivelación" a un conjunto de líneas y circuitos enlazados entre sí. Es el caso más complejo de un proyecto de nivelación y el que más problemas puede causar en su ajuste, dado que se tienen muy diversas rutas alternativas para calcular el valor de un banco determinado. En el caso de la figura 5.5, veanse por ejemplo las diferentes posibilidades de calcular el banco B:

$$\begin{aligned} E_b &= E_p + h_1 + h_5 \\ E_b &= E_q + h_2 + h_5 \\ E_b &= E_q + h_4 \\ E_b &= E_q + h_3 + h_7 \\ E_b &= E_p + h_4 + h_7 \end{aligned}$$

y así se podría establecer para los demás bancos incógnitas. Ante esta diversidad de soluciones, se propone la aplicación del método de ajuste por mínimos cuadrados que, como se dijo antes, proporciona una solución única, libre de la incertidumbre de otros métodos.

Sea el mismo caso de la figura 5.5, el que se resuelva a manera de ilustración, usando métodos matriciales resueltos con calculadoras, a reserva de que en el inciso 5.4 se discutan métodos computarizados para hacerlo.

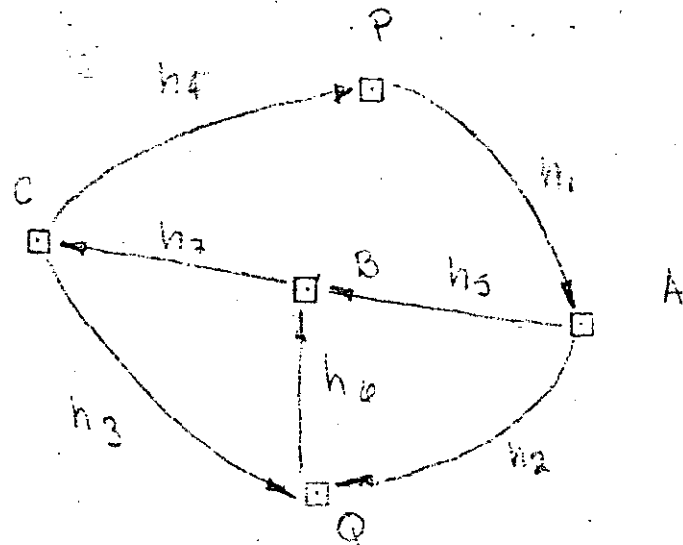
Asumanse los siguientes valores:

$$\begin{array}{ll} E_p = 100.00 \text{ m} & \\ E_q = 107.50 \text{ m} & \\ h_1 = 5.10 \text{ m} & ; \quad l_1 = 4 \text{ km} \\ h_2 = 2.34 \text{ m} & ; \quad l_2 = 3 \text{ km} \\ h_3 = -1.25 \text{ m} & ; \quad l_3 = 2 \text{ km} \\ h_4 = -6.13 \text{ m} & ; \quad l_4 = 3 \text{ km} \\ h_5 = -0.68 \text{ m} & ; \quad l_5 = 2 \text{ km} \\ h_6 = -3.00 \text{ m} & ; \quad l_6 = 2 \text{ km} \\ h_7 = 1.70 \text{ m} & ; \quad l_7 = 2 \text{ km} \end{array}$$

En el ajuste de nivelaciones, es práctica común asignar el peso relativo a las secciones como inversamente proporcional a la longitud de las mismas, aunque por comodidad muchas veces multiplicados por una constante para un manejo más sencillo.

El sistema de ecuaciones de observación para el ajuste es, expresándolo algebraicamente, el siguiente:

$$\begin{aligned} P_1 (a_1 A + b_1 B + \dots + n_1 N) &= P (L_1 + V) \\ P_2 (a_2 A + b_2 B + \dots + n_2 N) &= P (L_2 + V) \end{aligned} \quad (5-1)$$



$P, Q$ : Bancos fijos  
 $h_1, \dots, h_7$ : diferencias de niveles observadas  
 $A, B, C$ : Bancos nuevos

FIGURA 5.5 RED DE NIVELACION

Este sistema expresado en forma matricial queda:

$$PAX=P(L+V) \tag{5-2}$$

donde

- P: Matriz de pesos
- A: Matriz de diseno
- X: Vector de incognitas
- L: Vector de observaciones
- v: Vector de residuos

El sistema de ecuaciones normales para este caso es

$$(A^T PA)X=A^T PL \tag{5-3}$$

Usando principios de algebra matricial:

$$(A^T PA)^{-1}(A^T PA)X=(A^T PA)^{-1}A^T PL \tag{5-4}$$

$$IX=(A^T PA)^{-1}A^T PL \tag{5-5}$$

finalmente

$$X=(A^T PA)^{-1}A^T PL \tag{5-6}$$

que es la solución a las incognitas del sistema.

Para el caso particular que nos ocupa, el sistema puede plantearse como sigue:

$$\begin{aligned}
 P_1(E_A) &= P_1(E_p+h_1)+P_1 V_1 = P_1(105.10+V_1) \\
 P_2(-E_A) &= P_2(-E_a+h_2)+P_2 V_2 = P_2(-105.16+V_2) \\
 P_3(E_C) &= P_3(E_q+h_3)+P_3 V_3 = P_3(106.25+V_3) \\
 P_4(-E_C) &= P_4(-E_p+h_4)+P_4 V_4 = P_4(-106.13+V_4) \\
 P_5(-E_A)+P_5(E_B) &= P_5(h_5)+P_5 V_5 = P_5(-0.68+V_5) \\
 P_6(E_B) &= P_6(E_q+h_6)+P_6 V_6 = P_6(104.50+V_6) \\
 P_7(-E_B)+P_7(E_C) &= P_7(h_7)+P_7 V_7 = P_7(1.70+V_7)
 \end{aligned}$$

que es equivalente al sistema

$$PAX=P(L+V)$$

sacando las matrices P, A, L y V

P	0.25					P	3		
		0.33						4	
			0.50						6
				0.33					4
					0.50				6
						0.50			6
							0.50		6

A	1	0	0	L	105.10	V	V <sub>1</sub>
	-1	0	0		-105.16		V <sub>2</sub>
	0	0	1		106.25		V <sub>3</sub>
	0	0	-1		-106.13		V <sub>4</sub>
	-1	-1	0		-0.68		V <sub>5</sub>
	0	1	0		104.50		V <sub>6</sub>
	0	-1	1		1.70		V <sub>7</sub>



La solución, según se había dicho, se da por

$$\hat{X} = (A^T P A)^{-1} A^T P L$$

Así:

$$A^T P \begin{vmatrix} 1 & -1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & -1 \\ 0 & 0 & 1 & -1 & 0 & 0 & 1 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} 3 \\ 4 \\ 6 \\ 4 \\ 6 \\ 6 \\ 6 \end{vmatrix}$$

$$\begin{vmatrix} 3 & -4 & 0 & 0 & -6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 6 & 6 & -6 \\ 0 & 0 & 6 & -4 & 0 & 0 & 6 \end{vmatrix}$$

$$A^T P A \begin{vmatrix} 3 & -4 & 0 & 0 & -6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 6 & 6 & -6 \\ 0 & 0 & 6 & -4 & 0 & 0 & 6 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & -1 \\ -1 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & -1 & 1 \end{vmatrix}$$

$$A^T P A \begin{vmatrix} 13 & -6 & 0 \\ -6 & 13 & -6 \\ 0 & -6 & 16 \end{vmatrix}$$

La inversa de esta matriz es

$$(A^T P A)^{-1} \begin{vmatrix} 0.0933 & 0.0355 & 0.0133 \\ 0.0355 & 0.0770 & 0.0289 \\ 0.0133 & 0.0289 & 0.0733 \end{vmatrix}$$

$$A^T P L \begin{vmatrix} 3 & -4 & 0 & 0 & -6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 6 & 6 & -6 \\ 0 & 0 & 6 & -4 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} 105.10 \\ -105.16 \\ 106.25 \\ -106.13 \\ -0.68 \\ 104.50 \\ 1.70 \end{vmatrix}$$

$$A^T P L \begin{vmatrix} 740.02 \\ 612.72 \\ 1072.02 \end{vmatrix}$$

$$\hat{X} = (A^T P A)^{-1} A^T P L = \begin{vmatrix} 105.15 \\ 104.49 \\ 106.20 \end{vmatrix}$$

de donde, los valores ajustados para los bancos A, B y c son:

$$\begin{aligned} E_A &= 105.15 \\ E_B &= 104.49 \\ E_C &= 106.20 \end{aligned}$$

La estimación de sus respectivas precisiones será:

$$\hat{\Sigma} = S_0^2 (A^T P A)^{-1}$$

(5-7)

donde

$$S_0^2 = \frac{V^T P V}{(n-u)}$$

100

(5-8)

siendo

n: el número de observaciones

u: el número de incógnitas

#### 5.4 Cálculo por Dispositivos Electrónicos

Dado lo complejo que puede parecer en un momento el tratamiento matricial, este es el más adecuado que se puede emplear, si se cuenta con una computadora. El programa de figura 5.7 está escrito en lenguaje BASIC, y el proceso que sigue para determinar el valor ajustado de los bancos de nivel es el siguiente (Figura 5.6):

- i) imprime encabezados
- ii) lee comentarios y los imprime
- iii) lee n y u
- iv) lee matriz de diseño y la imprime
- v) determina  $A^T$
- vi) lee pesos
- vii) realiza los productos:
  - vii.i )  $A^T P$
  - vii.ii )  $A^T P A$
  - vii.iii)  $(A^T P A)^{-1}$
- viii) lee vector de observaciones
- ix) realiza los productos:
  - ix.i )  $(A^T P A)^{-1} A^T P$
  - ix.ii )  $X$
  - ix.iii)  $V$
  - ix.iv )  $V^T$
  - ix.v )  $V^T P V$
  - ix.vi )  $\sigma_0^2$
  - ix.vii)  $\hat{\Sigma}$
- x) imprime resultados.

Los datos de entrada son (Figura 5.8)

- Tarjeta de comentarios
- Número de observaciones e incógnitas
- Matriz de diseño
- Matriz de peso
- Vector de observaciones

Los resultados según puede verse en el listado de la figura

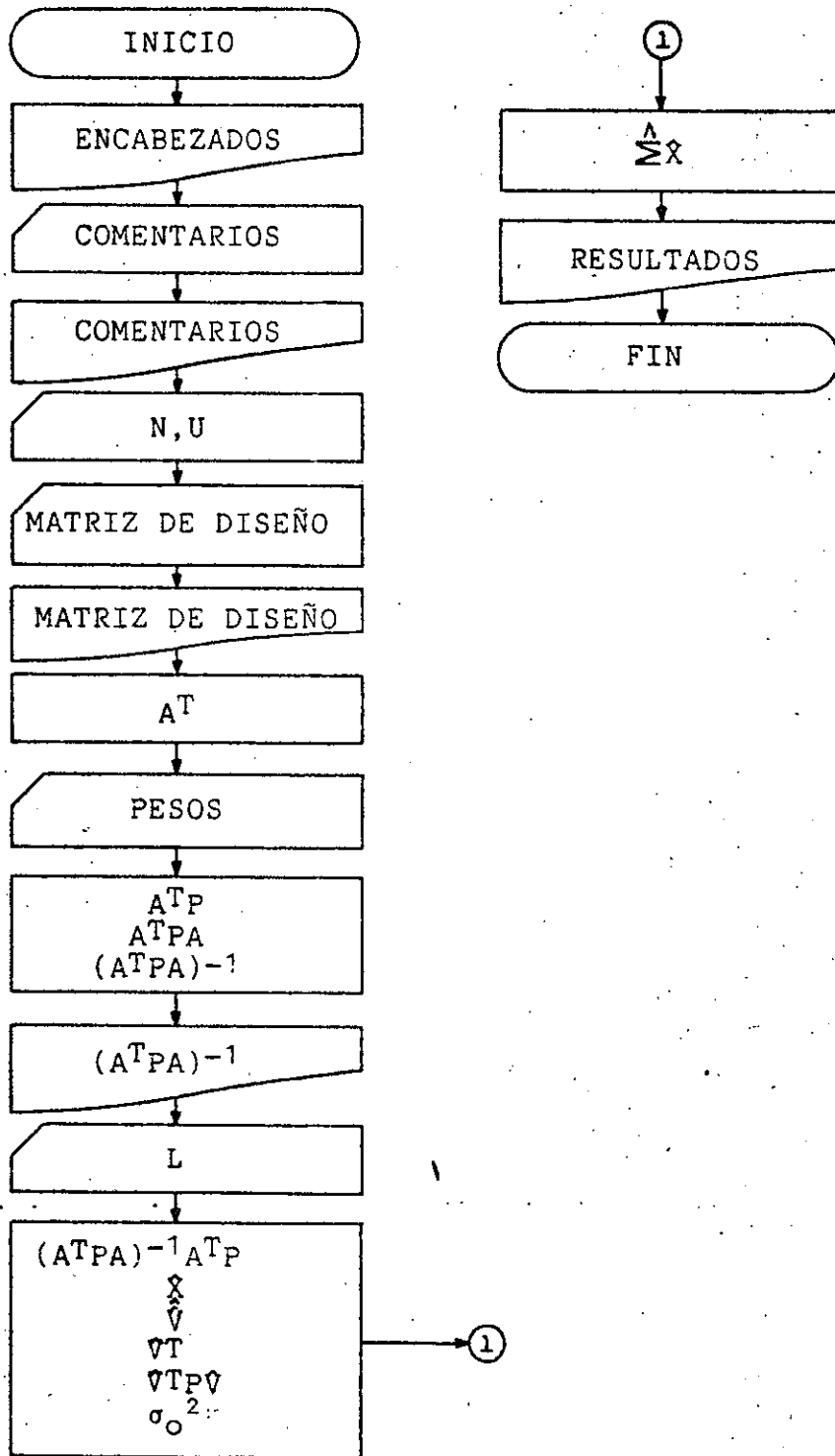


FIGURA 5.6 ALGORITMO

```

10 REM PROGRAMA PARA EL AJUSTE DE UNA RED DE NIVELACION POR
20 REM MINIMOS CUADRADOS
30 REM
40 PRINT TAB(12) "AJUSTE DE UNA RED DE NIVELACION POR MINIMOS CUADRADOS"
50 PRINT
60 PRINT TAB(10) "PROGRAMA ELABORADO EN EL DEPARTAMENTO DE TOPOGRAFIA POR
70 PRINT
80 PRINT TAB(25) "ING ANTONIO HERNANDEZ NAVARRO"
90 PRINT TAB(25) "ING MARIONA REYES IBARRA"
100 FOR I=1 TO 3
110 PRINT
120 NEXT I
130 INPUT G#
140 PRINT G#
150 REM LEE NUMERO DE OBSERVACIONES E INCOGNITAS
160 INPUT N,U
170 DIM A(N,U),AL(U,N),P(N,N),T1(U,N),T2(U,U),T3(U,U),X(U,1),L(N,1)
180 DIM V(N,1),VT1(1,N),T4(N,1),T5(U,U),S2(1,1),S1(1,N)
190 MAT INPUT A
200 PRINT "MATRIZ DE DISEÑO"
210 MAT PRINT A
220 PRINT
230 MAT AT=TRN(A)
240 MAT INPUT P
250 MAT T1=AT*P
260 MAT T2=T1*A
270 MAT T3=INV(T2)
280 PRINT "MATRIZ INVERSA DE ECUACIONES NORMALES"
290 MAT PRINT T3
300 PRINT
310 MAT AT=T3*T1
320 MAT INPUT L
330 MAT X=AT*L
340 MAT T4=A*X
350 MAT V=T4-L
360 MAT VT1=TRN(V)
370 MAT S1=VT1*P
375 MAT S2=S1*V
380 S=S2(1,1)/(N-U)
390 MAT T5=(S)*T2
400 PRINT "VALORES AJUSTADOS"
410 PRINT "COEFICENTES DE E"
420 FOR I=1 TO U
430 PRINT USING "##### ###" X(I,1)
440 DE=SQR(T5(I,1))
450 PRINT USING "### ####" DE
460 NEXT I
470 PRINT
480 PRINT "VARIANZA DE PESO UNITARIO"
490 PRINT USING "### ####" S
500 PRINT
510 PRINT "D.E. DESVIACION ESTANDAR"
520 END

```

FIGURA 5.7 PROGRAMA BASICO

DATOS DE ENTRADA

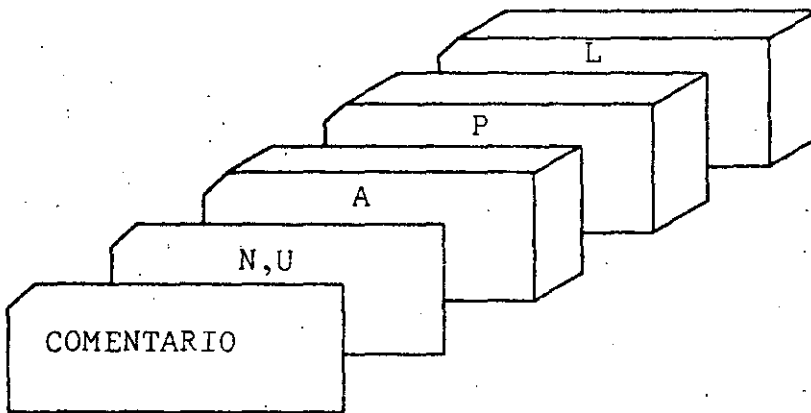


FIGURA 5.8 DATOS DE ENTRADA

- Encabezados
- Matriz de diseño
- Inversa de ecuaciones normales
- Valor ajustado y desviación estándar
- Varianza de peso unitario

### 5.5 Causas de Error en el Cálculo

Generalmente los errores y equivocaciones que se cometen en el cálculo son:

- i) errores producidos por la computadora como
  - i. i) redondeo
  - i. ii) truncamiento
- ii) Planteo erróneo de las ecuaciones de observación
- iii) Aplicar la corrección en el mismo sentido del error
- iv) Confundir los signos de los desniveles
- v) Calcular las correcciones a un número de cifras significativas incorrecto.

AJUSTE DE UNA RED DE NIVELACION POR MINIMOS CUADRADOS

PROGRAMA ELABORADO EN EL DEPARTAMENTO DE TOPOGRAFIA POR

ING. ANTONIO HERNANDEZ NAVARRO

ING. MARIO A. REYES IBARRA

PRUEBA

MATRIZ DE DISEÑO

1	0	0
1	0	0
0	0	1
0	0	-1
-1	1	0
0	1	0
0	-1	1

MATRIZ INVERSA DE ECUACIONES NORMALES

93333E-01	35555E-01	13333E-01
35555E-01	077037	28888E-01
13333E-01	28888E-01	73333E-01

VALORES AJUSTADOS

COTAS	D.E.*
105.150	0.3866
104.489	0.4549
106.197	0.4259

VARIANZA DE PESO UNITARIO

0.0115

\* D.E. DESVIACION ESTANDAR

FIGURA 5.9 RESULTADOS



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: "TOPOGRAFIA MODERNA" DEL 23 AL 28 DE SEPTIEMBRE  
DE 1985, EN MORELIA, MICH.

NORMAS TECNICAS PARA LEVANTAMIENTOS GEODESICOS.  
(DIARIO OFICIAL 1º DE ABRIL, 1985)

ING. MARIO REYES IBARRA.

ING. ANTONIO HERNANDEZ N.

SEPTIEMBRE 1985.



# SECRETARIA DE PROGRAMACION Y PRESUPUESTO

## Normas Técnicas para Levantamientos Geodésicos

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.—Secretaría de Programación y Presupuesto.—Dirección General de Geografía.

### NORMAS TECNICAS PARA LEVANTAMIENTOS GEODESICOS

Con fundamento en lo dispuesto en los artículos 32 fracción XVII de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal, 11 párrafo segundo, 13, 16 fracción I, 17 fracción VII, 19 y 30 fracción I de la Ley de Información Estadística y Geográfica, 54 fracción II, 55 fracciones I y VIII, y 59 de su Reglamento, 33 fracción II incisos a), b) y c) y 34 del Reglamento Interior de la Secretaría de Programación y Presupuesto, y

#### CONSIDERANDO

Que la información geográfica constituye un insumo básico para el desenvolvimiento de las actividades que se lleven a cabo en el proceso de planeación y asimismo, apoya la definición de las orientaciones y políticas de los programas nacionales de mediano plazo, regionales y especiales que para la ejecución del Plan Nacional de Desarrollo 1983 - 1988, se han venido generando en el marco del Sistema Nacional de Planeación Democrática;

Que para este propósito en la integración y funcionamiento del Sistema Nacional de Información Geográfica, se hace necesario uniformar los levantamientos geodésicos sean éstos, horizontales, verticales o gravimétricos, con el objeto de incrementar y mantener la red geodésica nacional, y que asimismo sirvan de apoyo a los trabajos cartográficos;

Que al dar uniformidad y comparabilidad a los levantamientos geodésicos, que realizan las distintas unidades que integran el sistema mencionado, se contribuye a evitar el gasto público, obteniendo por otra parte, información geográfica confiable y oportuna que sea de utilidad general y que apoye la toma de decisiones en los distintos niveles de gobierno;

Que el Comité Técnico Consultivo de Información Geográfica, opinó favorablemente las presentes normas, las cuales serán las mínimas que deberán observarse en todos los levantamientos geodésicos que realicen las distintas unidades de las dependencias y entidades de la Administración Pública Federal, que integran el Sistema Nacional de Información Geográfica, por lo que se expiden las siguientes:

### NORMAS TECNICAS PARA LEVANTAMIENTOS GEODESICOS

#### I. ASPECTOS GENERALES

I.1. El presente Marco de Especificaciones Mínimas para Geodesia, tiene el propósito de servir como referencia normativa para la evaluación de trabajos y levantamientos geodésicos existentes, así como para regular lo que se hagan en el futuro y darles un carácter uniforme a los Levantamientos Geodésicos que se efectúen dentro del Territorio Nacional.

I.2. Para que un levantamiento sea considerado como geodésico deberá tomar en cuenta los efectos de curvatura terrestre y ejecutarse con instrumental y procedimientos que permitan una precisión interna compatible con las especificaciones de exactitud que en este documento se consignan, de modo que cada punto del levantamiento quede inequívocamente determinado por los parámetros que le correspondan de acuerdo con el tipo de levantamiento y con respecto a un determinado sistema de referencia, como se especifica en los puntos siguientes.

I.3. Para los efectos de estas Normas mínimas, se consideran los siguientes tipos de levantamientos geodésicos:

I.3.1. Levantamientos Geodésicos Horizontales; son aquellos que comprenden una serie de medidas efectuadas en el campo, cuyo propósito final consiste en determinar las coordenadas geográficas (geodésicas) horizontales de puntos situados sobre la superficie terrestre.

I.3.2. Levantamientos Geodésicos Verticales; comprenderán todas aquellas operaciones de campo dirigidas a determinar la distancia vertical que existe entre puntos situados sobre la superficie terrestre y un cierto nivel de referencia.

I.3.3. Levantamientos Gravimétricos; aquellos que comprenden la medida de valores absolutos o relativos del valor de la gravedad sobre puntos situados en la superficie terrestre, cuyo propósito consiste fundamentalmente en determinar el campo gravimétrico existente y su relación e influencia con los tipos de levantamiento geodésico horizontal y vertical.

I.4. La ejecución de los anteriores tipos de levantamientos no es exclusiva, un mismo punto de la superficie terrestre puede ser objeto de los tres tipos, en tanto cumpla con las características requeridas a que se hace referencia más adelante.

I.5. Todo punto perteneciente a un levantamiento geodésico horizontal, deberá estar referido al Datum Norteamericano de 1927.

I.6. Para los efectos del punto anterior, los parámetros del Datum Norteamericano de 1927, son los siguientes:

Elipsoide	Clarke de 1866
Semeje mayor	6.378.206.4 M
Semeje menor	6.356.583.8 M
Vértice de origen	Meade's Ranch, Kansas, E.U.A.
Latitud del origen	39° 13' 26.686" N
Longitud del origen	98° 32' 30.506" W
Desviación de la vertical en el Meridiano	— 1.02"
En el primer vertical	— 1.79"
Altura Geoidal en el origen	0:00 m
Azimut del origen a la estación "Waldo" (desde el sur)	75° 28' 09.64"

I.7. En lo que respecta a las alturas, todo

punto perteneciente a un levantamiento geodésico vertical, deberá estar referido a un Datum o nivel de referencia vertical obtenido mediante la realización de una serie de observaciones mareográficas que cubran un periodo no menor de seis meses en forma continua, o por un término de acuerdo con el orden de exactitud establecido.

1.8. Por lo que se refiere a la gravedad, todo punto perteneciente a un levantamiento gravimétrico de propósitos geodésicos deberá estar referido a la Red Internacional de Estandarización de la Gravedad de 1971 (IGSN-71), de la cual México forma parte.

1.9. Se define como Red Geodésica Nacional al conjunto de puntos situados sobre el terreno dentro del ámbito del territorio nacional, establecidos físicamente mediante monumentos permanentes, sobre los cuales se han hecho medidas directas y de apoyo de parámetros físicos, que permiten su interconexión y la determinación de su posición y altura geográficas, así como el campo gravimétrico asociado, con relación a un sistema de referencia dado.

1.10. Para efectos prácticos, se consideran los siguientes tipos de redes geodésicas: la Red Geodésica Horizontal, la Red Geodésica Vertical y la Red Gravimétrica.

1.11. Todo levantamiento geodésico deberá formar parte de la Red Geodésica Nacional, dentro de la modalidad que corresponda, de acuerdo con las normas de exactitud aquí descritas.

## II ETAPAS DE LOS LEVANTAMIENTOS

II.1. Todo levantamiento geodésico deberá hacerse siguiendo una secuencia operativa que en el orden indicado contemple las siguientes etapas:

- a) Diseño y pre-análisis
- b) Reconocimiento y monumentación
- c) Observaciones y cálculos de campo
- d) Cálculos de gabinete (y ajuste en su caso)
- e) Evaluación
- f) Memoria de los trabajos

II.1.1. La etapa de diseño consistirá en el establecimiento de las condiciones geométricas, técnicas, económicas y de factibilidad que permitan la elaboración de un anteproyecto para realizar un levantamiento dado, destinado a satisfacer una determinada necesidad. Esta etapa está íntimamente ligada con el pre-análisis, el cual deberá tomar en cuenta factores ligados con la exactitud requerida, disponibilidad de equipo, materiales, personal y demás facilidades, o sus requerimientos, incluyendo la consideración de factores ambientales previstos, de modo que sea posible hacer un diseño óptimo y establecer las normas y procedimientos específicos del levantamiento con arreglo a las normas contenidas en este documento o a las que se requieran en casos específicos o especiales.

Debido al grado de complejidad envuelto en el manejo de los diversos factores, lo que puede conducir al planteamiento de varias soluciones, y a que en todo se requiere de un proceso de análisis, no es práctico ni posible dar especifica-

ciones en relación con esta etapa. Esto será objeto de lineamientos generales y metodologías recomendadas que serán publicadas en su oportunidad, razón por la cual el tema no volverá a ser tratado en este documento.

II.1.2. El reconocimiento y la monumentación consistirán en operaciones de campo destinadas a verificar sobre el terreno las características definidas por el diseño y a establecer las condiciones y modalidades no previstas por el mismo. Las operaciones que en este punto se indican deben desembocar necesariamente en la elaboración del proyecto definitivo. Por otra parte, esta etapa contempla el establecimiento físico de las marcas o monumentos del caso en los puntos pre-establecidos, de acuerdo con las normas generales que para tal caso se indican en este documento.

II.1.3. Las operaciones de campo estarán constituidas por el conjunto de observaciones que se realizan directamente sobre el terreno para la medida de las cantidades físicas y geométricas requeridas por el proyecto, de acuerdo con las normas aplicables. Los cálculos y comprobaciones de campo se considerarán como parte integral de las observaciones, deberán hacerse inmediatamente al final de las mismas y tendrán como propósito verificar la adherencia de los trabajos a las normas establecidas.

II.1.4. Los cálculos de gabinete procederán inmediatamente a la etapa anterior y estarán constituidos por todas aquellas operaciones que en forma ordenada y sistemática calculan las correcciones y reducciones a las cantidades observadas y determinan los parámetros de interés mediante el empleo de criterios y fórmulas apropiadas que garanticen la exactitud requerida. El ajuste o compensación deberá seguir cuando sea aplicable, al cálculo de gabinete. En este documento no se tratará esta etapa, en consideración a la alta variedad de métodos a los que se puede recurrir. En su oportunidad se prepararán y publicarán lineamientos y metodologías recomendados.

II.1.5. La evaluación consistirá en llevar a cabo un análisis en detalle de los resultados del cálculo y ajuste, con el fin de juzgar la bondad del levantamiento y retroalimentar el diseño. Por las mismas consideraciones que se hicieron al final del punto II.1.1, no se tratarán en este documento especificaciones sobre la etapa de evaluación.

II.1.6. Al final de cada trabajo se deberá elaborar una memoria que contenga los datos relevantes del levantamiento, incluyendo antecedentes, justificación y propósito, criterios de diseño, personal, instrumental y equipo usados, normas, especificaciones y metodologías particulares empleadas, relación de los trabajos de campo con mención de las circunstancias que puedan haber influido en el desarrollo de los trabajos, información gráfica que muestre su ubicación, descripciones definitivas de los puntos, resultados de los cálculos y ajustes en forma de listados de parámetros finales y comentarios según los resultados de la evaluación.

II.1.7 En relación con el punto anterior, se deberá remitir una copia de la memoria a la dependencia competente de la Secretaría de Programación y Presupuesto, con fines de evaluación externa; incorporación, de ser el caso, al Subsistema Nacional de Información Geodésica y con propósitos de difusión dentro de la Administración Pública.

### III RECONOCIMIENTO

III.1 Para realizar el reconocimiento, se deberá contar con una brigada cuyas responsabilidades serán:

a) Seleccionar en el terreno los sitios adecuados para el establecimiento de las marcas permanentes.

b) Comprobar las condiciones de observación en cada sitio y especificar, en su caso, las plataformas elevadas de observación.

c) Establecer los monumentos o marcas permanentes (excepto cuando se pueda contar con una brigada específica de monumentación), de acuerdo con las normas indicadas en el capítulo IV.

d) Elaborar los croquis, descripciones e itinerarios preliminares de los puntos. El jefe de la brigada de reconocimiento deberá elaborar un croquis general orientado de cada punto y redactar una descripción preliminar que contenga como mínimo la designación del punto, e información sobre las características geográficas locales del sitio y del paisaje circundante, haciendo énfasis sobre los aspectos de ubicación regional y direcciones para llegar al sitio. Deberá asimismo contener las condiciones previstas para las observaciones, especificaciones (en su caso) para la monumentación y/o plataformas de observación, o descripción de las marcas establecidas.

e) Recabar todo tipo de información que pueda afectar el desarrollo de los trabajos de observación.

f) Concretar el proyecto definitivo para el levantamiento de campo, con base en los puntos (a) a (e) anteriores.

III.2 En relación con los puntos III.1 (a) y III.1 (b), el reconocimiento deberá tender a asegurar las condiciones óptimas para las observaciones de campo, mediante la selección de sitios apropiados para la visibilidad, estabilidad y buenas condiciones de operación del instrumental requerido, de acuerdo con el tipo de levantamiento.

III.3 Cuando se requiera, y particularmente en el caso de levantamientos geodésicos horizontales, la brigada de reconocimiento deberá especificar la altura y características de las plataformas de observación necesarias.

### IV MONUMENTACION

El establecimiento físico de las marcas o monumentos puede ser ejecutado por las brigadas de reconocimiento, o en su defecto, por una brigada específica de monumentación, siguiendo las normas generales que se indican a continuación.

IV.1 Todo punto de la red geodésica deberá estar permanentemente marcado en el terreno

mediante el establecimiento de monumentos construidos, de tal modo que se asegure razonablemente su permanencia y estabilidad.

IV.2 En relación con la permanencia de los monumentos, se deberá ejercer el criterio de construirlos con la solidez que las circunstancias locales aconsejen en función de las posibilidades de pérdida o destrucción; para lo cual se deberá prever el recurso de ocultarlos y de construir sub-monumentos y marcas de referencia, con características similares, que permitan la recuperación inequívoca del monumento principal.

IV.3 Respecto a la estabilidad de los monumentos, se deberán tomar en cuenta para su establecimiento las características geológicas locales, del suelo y las condiciones ambientales prevalentes, a fin de asegurar una razonable permanencia en posición a lo largo del tiempo.

IV.4 Se aceptarán como monumentos los tipos de marca metálica empotrada en roca sana, monumentos de concreto, preferiblemente reforzados, de forma tronco-piramidal o tronco cónica, tal que resulte difícil su extracción del terreno, llevándolos a una profundidad tal que descansen sobre el lecho firme del subsuelo y en el caso de levantamientos horizontales, de modo que contengan una marca subterránea alineada verticalmente con la marca de la cara superior. Se aceptarán también como monumentos los construidos sobre terrenos poco firmes de espesores apreciables, cuando sea posible integrar un elemento metálico en forma de tubo o varilla que atravesando verticalmente la formación pueda hacerse llegar hasta el lecho firme del terreno.

IV.5 Todo monumento que pertenezca a la red geodésica horizontal y los más importantes de las redes vertical y gravimétrica (Bancos de nivel mareográficos, Bancos de Liga entre líneas, o estaciones base de gravedad) deberán contar además con un mínimo de tres marcas de referencia situadas a distancias cortas convenientes rodeando el monumento principal y ligado a él por distancia, dirección y diferencia de altura.

IV.6 Todo monumento deberá llevar en su parte superior una inscripción que lo identifique, preferiblemente mediante una placa metálica grabada empotrada en el material. La inscripción deberá contener al menos indicación del organismo que estableció el monumento, fecha, tipo de levantamiento, designación y un punto en el centro que señale el sitio preciso en que se hacen las medidas.

IV.7 La brigada de monumentación tendrá como tarea adicional la construcción de las plataformas de observación requeridas, de acuerdo con lo que especifique la brigada de reconocimiento.

IV.8 Toda plataforma de observación distinta a los tripiés normales deberá construirse de acuerdo con las especificaciones que se indiquen y ser de un diseño tal que asegure la estabilidad en el espacio de los instrumentos empleados para las mediciones. Como regla general, se deberán utilizar materiales livianos, resistentes e

indeformables; firmemente empotrados en el terreno y de modo que al construir la plataforma se asegure que no habrá contacto directo entre el observador y la misma.

#### V. OBSERVACIONES DE CAMPO

Las brigadas de observación deberán seguir estrictamente los lineamientos especificados en el proyecto definitivo y no apartarse de él, excepto en los casos en que exista una autorización expresa de autoridad superior.

V.1 El instrumental destinado a las observaciones de campo será especificado en el proyecto definitivo y las brigadas de observación cuidarán que su transporte, cuidado, manejo y condiciones de operación sean observadas de acuerdo con las indicaciones del fabricante y la práctica normal seguida en estos casos.

V.2 Los instrumentos que se empleen deberán cumplir con los requisitos generales que se indiquen según el tipo de levantamiento y el grado de exactitud requerido. Los instrumentos básicos serán, para levantamientos geodésicos horizontales, teodolitos geodésicos con capacidad de lectura de 0' 1 a 1' 0 y distanciómetros electrónicos con precisiones de 0.5 a 2.0 cm, más un cierto número de partes por millón —de dos a cinco— de la distancia medida; para levantamientos horizontales que incluyen la dimensión vertical, sistemas de rastreo para la medición del efecto Doppler de las características indicadas en los puntos XI.7.7 a XI.7.10 de estas normas, y en el caso de método inercial, los sistemas disponibles con la capacidad requerida para cumplir con estas normas; para levantamientos geodésicos verticales, niveles montados, con una sensibilidad de 0" 25 a 0" 50, que en el caso de primer orden tengan una calidad óptica tal que permita la repetibilidad de lecturas dentro de 0.2 mm sobre una mira geodésica a una distancia de 50 m en condiciones atmosféricas normales; y para levantamientos gravimétricos, instrumentos del tipo de gravímetro con una capacidad de lectura de 0.01 a 0.1 mgal.

V.3 Con los instrumentos básicos indicados existen otros, así como equipo auxiliar cuyo uso es complementario, ya sea como parte integral del instrumental o para la medida de cantidades específicas asociadas al levantamiento, entre las que se cuentan los diversos tipos de señales, tripiés, miras, psicrómetros, termómetros, niveles auxiliares y otros, cuyas características deben ser compatibles con el instrumental básico y el tipo de levantamiento.

V.4 Todo instrumento, antes de dar principio y al final de medidas deberá ser verificado y ajustado para asegurar que se han conservado las relaciones geométricas entre los diversos componentes y las condiciones de operación durante el periodo de medición. Para esto se deberán observar los lineamientos especificados al respecto en el manual del fabricante.

V.5 Los instrumentos asimismo requerirán de un mantenimiento periódico de acuerdo con lo especificado por el fabricante, el cual deberá ser estrictamente observado, llevando un registro permanente de dicho mantenimiento.

V.6 Las observaciones se harán durante el tiempo y en los periodos que se especifiquen para cada caso, evitando las medidas en condiciones ambientales extremas y en todo caso no más allá de los límites de operación especificados por el fabricante para los instrumentos.

V.7 Será responsabilidad de las brigadas de observación la elaboración de las descripciones definitivas cuando se ocupen los puntos por primera vez, y de las notas de recuperación en las visitas posteriores, de acuerdo con los lineamientos que se especifican a continuación.

#### VI. DESCRIPCIÓN DE PUNTOS

Todo punto que pertenezca a la red geodésica deberá contar con una descripción escrita, la cual será elaborada por la brigada de observación que ocupe el punto por la primera vez y que sustituirá a la descripción preliminar elaborada durante la etapa de reconocimiento.

VI.1 La descripción definitiva deberá contener toda la información que permita localizar inequívocamente el punto y llegar a él con toda seguridad y sin mayores dificultades, siguiendo las direcciones indicadas.

VI.2 La descripción deberá contener en lugar preponderante la designación del punto, fecha de establecimiento, estado y municipio, organismo responsable y levantamiento específico al que pertenece.

VI.3 La descripción del punto deberá estructurarse de modo que se vaya de lo general a lo particular para efectos de ubicación, principiando por el nivel de entidad federativa, hasta llegar al de lugar identificado por la designación regional que le corresponda, sin dejar de hacer mención de las características geográficas regionales y locales y de los accidentes geográficos y culturales de importancia que se encuentren en la vecindad.

VI.4 La descripción deberá contener asimismo una relación completa y concisa del itinerario para llegar al punto, especificando el sitio preciso de partida, que deberá ser bien conocido y las distancias y tiempos de recorrido, con mención del tipo de transporte y de las vías de comunicación empleadas y su estado, incluyendo referencias a sitios poblados o accidentes geográficos que se vayan encontrando a lo largo de la ruta.

VI.5 Se deberán describir las marcas, tanto la principal como las de referencia, cuando existan, indicando el carácter de los monumentos, las inscripciones que contengan y las marcas locales que se hayan hecho entre las marcas de referencia y el punto principal.

VI.6 Se agregará la información relacionada con las condiciones encontradas para la observación, tales como las de intervisibilidad y necesidad de uso de plataformas elevadas (en su caso), así como datos complementarios, de interés para la supervivencia de las brigadas en relación con servicios, aprovisionamiento y otras facilidades, incluyendo los nombres de personas que puedan actuar como guías, en caso necesario.

VI.7 La descripción deberá contener un es-

pacio reservado a la anotación de las coordenadas o parámetros que correspondan según el tipo de levantamiento, incluyendo los valores de exactitud alcanzados. Esta información se incorporará después de que se complete la etapa de evaluación final.

VI.8. Se deberá agregar un croquis general de localización orientado al norte en el que se marquen claramente todos aquellos aspectos de información conducentes a la localización del punto y que muestren gráficamente los detalles más importantes consignados en el texto.

VI.9. En visitas posteriores al punto, se deberá elaborar una nota de recuperación que indique si hay acuerdo o no con los términos de la descripción. En este último caso, se deberán hacer las modificaciones pertinentes a fin de actualizar la descripción. De especial importancia será verificar el estado en que se encuentran los monumentos, a fin de proceder, en su caso, a su reinstalación o reconstrucción.

#### VII. CALCULOS DE CAMPO

Los cálculos de campo están ligados a la necesidad de ir verificando el acuerdo de los valores observados con las normas de precisión establecidas. Toda desviación deberá ser corregida de inmediato, hasta lograr el acuerdo deseado.

VII.1. Los cálculos de campo se referirán básicamente a la comprobación de lecturas, de tolerancias angulares en las medidas de direcciones horizontales y ángulos verticales, comprobación de cierres de triángulos, verificación de tolerancias en distancias medidas, cierres de secciones de nivelación geométrica o de secciones gravimétricas, incluyendo los cálculos preliminares de direcciones asociados con observaciones astronómicas.

VII.2. Ningún punto podrá ser abandonado por la brigada de observación en tanto no se hayan hecho a satisfacción las comprobaciones que le correspondan en relación con las observaciones efectuadas.

#### VIII. LIGAS

VIII.1. Todo levantamiento deberá iniciarse y terminar en puntos de parámetros conocidos, previamente determinados en otros levantamientos del mismo tipo, cuyo orden de exactitud sea igual o mayor al que se propone para el levantamiento en ejecución.

VIII.2. La conexión se establecerá haciendo observaciones sobre los parámetros característicos del caso: ángulos y distancias en levantamientos geodésicos horizontales, diferencias de elevación en el caso de levantamientos geodésicos verticales y diferencias de gravedad cuando se trate de levantamientos gravimétricos.

VIII.3. La liga deberá hacerse con los procedimientos de observación correspondientes al orden de exactitud del levantamiento que actualmente se esté efectuando.

VIII.4. Se pondrá especial atención en verificar que la posición espacial de los monumentos utilizados para la liga no haya sufrido cambios, para lo cual se deberán observar las especificaciones que para cada tipo de levantamiento se consignan en este documento.

#### IX. MEDIDA DE ANGULOS HORIZONTALES

La medición de ángulos horizontales en levantamientos geodésicos se efectuará de acuerdo con las normas generales siguientes:

IX.1. Se deberán utilizar teodolitos geodésicos de precisión con capacidad de lectura de 0.12 a 1.0 segundo de arco, de acuerdo con el orden de exactitud requerido y métodos de observación que aseguren el control de los errores sistemáticos causados por desajustes menores en los componentes del instrumento.

IX.2. Todo teodolito deberá sujetarse a las pruebas que correspondan y ajustarse debidamente en el campo, previo al inicio de las medidas y al final de las mismas si se sospecha que durante el período de su realización pudo ocurrir algún cambio. No se deberá hacer ningún ajuste mientras se está midiendo.

IX.3. Los desajustes mayores que se presenten en cualquier instrumento y que de cualquier modo no puedan ser eliminados en el campo, causarán el retiro del aparato del proyecto y su envío a quien corresponda para las correcciones del caso.

IX.4. En cuanto a mantenimiento, se deberá observar lo indicado en el punto V.5 de estas especificaciones.

IX.5. Los teodolitos deberán montarse sobre plataformas rígidas de observación, estar protegidos de factores ambientales adversos, ajustarse, centrarse, nivelarse y dejarlos que se adapten, por un tiempo razonable, a las condiciones del medio, antes de principiar con las medidas.

IX.6. Para efectuar las observaciones se deberá seguir el método de direcciones de Bessel, haciendo el número de series especificado para cada orden de exactitud.

Solamente en caso de que se pueda demostrar una comparabilidad razonable en cuanto a tiempo, eficiencia y resultados, se podrá usar algún otro método de observación.

IX.7. Las observaciones se harán durante el período de oscuridad nocturna, excepto en los casos de levantamiento de segundo orden, clase II, y menor, las que podrán hacerse durante el período de iluminación diurna.

IX.8. Las señales que se utilicen para la observación deberán proporcionar una imagen perfectamente definida en el campo del antejo, para lo cual deberán utilizarse lámparas geodésicas de diseño apropiado cuando las observaciones sean nocturnas. Para observaciones diurnas podrán utilizarse heliótropos, y en distancias cortas, señales de diseño apropiado en cuanto a tamaño, forma y combinación de colores.

IX.9. A fin de propiciar la comunicación entre puntos del levantamiento, se deberá contar por lo menos con un sistema que a base de un código predefinido y el uso de las señales luminosas que se mencionan en el párrafo anterior, permita la transmisión de mensajes entre brigadas vecinas.

IX.10. De las observaciones que se hagan se deberá llevar un registro completo y ordenado en libretas de campo en las que se anoten direc-

tamente los valores observados, sin borrones o enmendaduras. Toda corrección deberá hacerse mediante una raya inclinada que cruce la cifra afectada, escribiendo el valor correcto encima del corregido. Las libretas deberán rotularse debidamente con los datos pertinentes del levantamiento y conservarse con todo cuidado, considerando que constituyen un documento informativo básico del levantamiento.

#### X. MEDIDAS DE DISTANCIA

X.1. Para la medición de distancias se utilizarán distanciómetros electrónicos que utilicen radiación electromagnética, del tipo electro-óptico, de microondas, o infrarrojos.

X.2. Queda a discreción de la unidad organizativa interesada el empleo de cintas o alambres de invar para la medida de distancias, pero por razones de costo y tiempo no se recomienda su uso. En este sentido, su consideración queda restringida a levantamientos con propósitos de investigación, líneas de calibración para distanciómetros electrónicos, medida de distancias menores que 250 metros y levantamientos anteriores a estas normas, asociados con la medida de bases geodésicas.

X.3. La selección del tipo de distanciómetro electrónico que se utilice deberá hacerse en consideración a su capacidad y características, y en función de las exactitudes requeridas por el orden del levantamiento.

X.4. Los distanciómetros que se empleen deberán tener una precisión comprendida dentro de 0.5 a 2.0 cm para la parte constante del error, más una parte variable comprendida dentro de 2 a 5 partes por millón de la distancia medida, expresadas en centímetros.

X.5. Todo distanciómetro que se use en el proyecto deberá estar previamente calibrado, por lo menos con respecto a una distancia conocida con la mayor exactitud y la calibración deberá hacerse por lo menos cada seis meses o cuando se sospeche que ha ocurrido algún cambio en el instrumento, siguiendo los procedimientos normales recomendados para esta clase de instrumentos.

X.6. La operación, cuidado y manejo de los distanciómetros electrónicos se deberá hacer siempre de acuerdo con lo especificado por el fabricante. Previo a las operaciones de medida, se deberán hacer las pruebas de funcionamiento recomendadas por el mismo, las que de no ser satisfactorias, causarán el retiro del instrumento del proyecto y su envío a quien corresponda para los efectos del caso.

X.7. El distanciómetro deberá montarse sobre la plataforma de observación, centrarse sobre el punto, nivelarse y sujetarlo a los procedimientos de verificación rutinarios, dejándolo por el tiempo recomendado por el fabricante para que se adapte a las condiciones del medio, antes de iniciar las operaciones de medida.

X.8. Sólo en el caso de líneas muy inclinadas y para obtener una señal óptima se podrá desnivelar el instrumento, en cuyo caso, se deberá medir el desplazamiento horizontal del centro eléctrico y registrarlo.

X.9. Solamente para efectos de comproba-

ción especificada de las medidas, se permitirá el desplazamiento longitudinal del instrumento en la dirección de la línea, en cantidades de 20 a 40 cm, para lo cual deberá medirse y registrarse dicho desplazamiento.

X.10. Toda medida que se haga en un punto deberá estar necesariamente vinculada a una medida en sentido contrario efectuada en el otro extremo de la línea, cuando se usen instrumentos de función intercambiable. Con instrumental electro-óptico, o infrarrojo, las distancias deberán ser medidas el número de veces que sea necesario para garantizar la exactitud requerida.

X.11. Asociadas con toda medida de distancia deberán hacerse determinaciones complementarias de las condiciones ambientales prevalecientes durante la medida; en cada extremo, al principio y final de la medida, a la sombra y al mismo nivel del instrumento, para lo cual se requiere medir la temperatura, presión atmosférica y humedad relativa con termómetros, barómetros y psicrómetros precisos y calibrados, todo con el propósito de aplicar las correcciones requeridas por factores meteorológicos.

X.12. Los instrumentos auxiliares a que hace referencia el párrafo anterior deberán calibrarse en laboratorio por lo menos cada seis meses.

X.13. Se deberá medir la altura del instrumento sobre el punto y registrarla, así como la del otro instrumento o reflectores en el otro extremo de la línea.

X.14. Para efectos de las reducciones correspondientes, se deberán hacer observaciones en cada extremo orientadas a la determinación de las elevaciones o diferencias de elevación, utilizando métodos de nivelación geométrica o de nivelación trigonométrica, de acuerdo con los lineamientos que para tales medidas se dan en otras partes de este documento.

X.15. De las medidas que se hagan se deberá llevar un registro completo y ordenado en formularios diseñados para ello en los que se hagan las anotaciones pertinentes, siguiendo los lineamientos que en cuanto a forma de anotación, correcciones y cuidado se expresan en el punto IX.10.

#### XI. LEVANTAMIENTOS GEODESICOS HORIZONTALES

Se define como levantamiento geodésico horizontal al conjunto de procedimientos y operaciones de campo y gabinete destinado a determinar las coordenadas geodésicas de puntos sobre el terreno convenientemente elegidos y demarcados, con referencia al Dátum Norteamericano de 1927 que se define en el Punto I.6 de estas normas.

XI.1. Para levantamientos geodésicos horizontales se podrán utilizar los métodos que se enlistan a continuación, o sus combinaciones. La selección de cualquiera de ellos, cuando sea posible optar entre dos o más, deberá estar ligada a consideraciones económicas y a su capacidad relativa para producir los resultados esperados, los que deben formar parte de los criterios con-

templados en el preanálisis y diseño del anteproyecto:

- Triangulación.
- Trilateración.
- Triangulateración.
- Poligonación.
- Observación de Satélite Doppler.
- Método Astronómico.
- Método Inercial.

Para efectos comparativos e independientemente de las definiciones que se dan en forma específica para cada método en las partes conducentes de este documento, se dan las siguientes descripciones básicas:

#### XI.1.1. Triangulación.

Constituye el método clásico y universalmente conocido para el desarrollo de los levantamientos geodésicos horizontales, mediante un procedimiento que determina las longitudes de los lados de un sistema de triángulos interconectados, con base en la medida de algunos lados y de todos los ángulos, excepto por lo previsto en el punto XI.3.3.

#### XI.1.2. Trilateración.

En este método la situación se invierte, para medir directamente los lados y de ahí derivar los valores angulares, excepto que para efectos de control de dirección se requiere la medida de algunos ángulos.

#### XI.1.3. Triangulateración.

Este método combina los dos anteriores mediante la medida directa de ángulos y distancias, permite una mayor elasticidad en el diseño y proporciona mayor rigidez y confiabilidad a los levantamientos.

#### XI.1.4. Poligonación.

Consiste en la medida directa de ángulos y distancias entre puntos consecutivos que forman una línea poligonal continua.

#### XI.1.5. Observación de Satélite Doppler.

Este método de levantamiento se basa en la observación del efecto Doppler relacionado con la transmisión radial procedente de Satélites artificiales, para determinar la posición de puntos sobre la superficie terrestre.

#### XI.1.6. Método Astronómico.

Consiste en la observación de la posición angular de objetos relativamente fijos sobre la esfera celeste cuyas coordenadas se conocen en el tiempo. El método se aplica para la determinación de coordenadas astronómicas puntuales y, mayormente, para el control en dirección de otros métodos de levantamiento, como se especifica en las partes conducentes de este documento.

#### XI.1.7. Método Inercial.

El método se fundamenta en la medida de variaciones de aceleración referidas a tres ejes que se estabilizan mediante giroscopios, conjunto montado sobre una plataforma móvil. Las variaciones se traducen en desplazamientos que referidos a una cierta posición de origen, producen las coordenadas geodésicas requeridas. El método ofrece las ventajas de poder determinar además otros parámetros geodésicos; utilización en todo tiempo y ser de alto rendimiento; pero habrá que considerar su costo inicial y, capa-

cidad real para producir resultados exactos. Debido a esto último y a que el método está todavía en la etapa introductoria, no se darán por ahora normas y especificaciones en este documento, debiendo observarse las indicadas por los fabricantes de los instrumentos.

XI.2. Con propósitos de clasificación de los levantamientos geodésicos horizontales se establecen los siguientes órdenes y clases de exactitud, asociados con los valores de esta última que es posible obtener entre puntos adyacentes ligados directamente con un nivel de confianza del 95% y en tanto se observen las normas del caso:

Orden	Clase	Exactitud
Primero	Única	1: 100,000
Segundo	I	1: 50,000
	II	1: 20,000
Tercero	I	1: 10,000
	II	1: 5,000

#### XI.2.1. PRIMER ORDEN.

Los levantamientos geodésicos horizontales que se hagan dentro de este orden deberán destinarse al establecimiento de la red geodésica horizontal primaria, al estudio de movimientos de la corteza terrestre, al establecimiento de control primario en áreas metropolitanas, al apoyo para el desarrollo de proyectos de ingeniería importantes, con fines de investigación científica, y en general a todo trabajo que requiera de una exactitud no menor que una parte en 100,000.

##### XI.2.2. Segundo orden, clase I.

Deberá tener aplicación en la densificación de la red geodésica horizontal primaria y de la correspondiente en áreas metropolitanas, en el desarrollo de fraccionamientos y levantamientos detallados de zonas de alto desarrollo y valor del suelo, en la conformación del marco básico de una mayor densificación de la red, en el levantamiento y trazo de límites administrativos y en general, para todo proyecto que requiera de una exactitud no menor que una parte en 50,000. Los trabajos que se hagan dentro de esta clasificación deberán integrarse a la red geodésica horizontal primaria y ajustarse junto con ella.

##### XI.2.3. Segundo orden, clase II.

Deberá aplicarse al caso de levantamientos geodésicos horizontales en áreas que no tienen un alto índice de desarrollo y donde no se prevea que éste se produzca a corto plazo, en levantamientos para apoyo cartográfico y de procesos fotogramétricos, en el establecimiento de control geodésico a lo largo de la costa, ríos navegables y entre vías de comunicación importantes, en fraccionamientos y parcelamientos, en áreas de alto valor del suelo, en construcción y en todo trabajo que requiera de una exactitud no menor que una parte en 20,000.

##### XI.2.4. Tercer orden, clases I y II.

Se deberá destinar al control geodésico horizontal de áreas de valor medio a bajo del suelo, a proyectos locales de desarrollo, levantamientos topográficos e hidrográficos, densificación de los levantamientos de segundo orden, a proyectos de ingeniería, y en general, para todo tipo de trabajo que requiera exactitudes de una o dos partes en 10,000, según las necesidades.

### XI.3. TRIANGULACION

Se entenderá por triangulación el método de levantamiento geodésico horizontal consistente en un conjunto de figuras conformadas por triángulos interconectados y traslapados que forman una cadena o cubren un área específica, en donde se han medido algunos lados y los ángulos en los vértices, con el propósito último de determinar las coordenadas de dichos vértices.

XI.3.1. Durante las etapas de reconocimiento o de observaciones de campo se podrá modificar el diseño previo del anteproyecto de triangulación, sólo si sirve para mejorar significativamente el condicionamiento geométrico o para resolver problemas de visibilidad no previstos. De ocurrir alguna modificación, deberá justificarse y consignarse en la memoria de los trabajos.

XI.3.2. En el caso de medidas de bases geodésicas, se deberán hacer con distanciómetros electrónicos y con la frecuencia que se especifica en función del valor acumulativo de las fuerzas o rigideces de figura.

XI.3.3. No se deberá dejar ninguna línea sin observar, excepto por condiciones adversas de

$$R = \frac{D - C}{D} \sum (D_A^2 + D_A D_B + D_B^2)$$

XI.3.6. En la expresión anterior R es la fuerza o rigidez de figura, D es el número de nuevas direcciones observadas, C es el número de direcciones geométricas por satisfacer y  $D_A$  y  $D_B$  son las diferencias tabulares para un segundo de arco, en unidades del sexto lugar decimal, de los logaritmos de los senos de los ángulos de distancia de avance.

XI.3.7. No se deberán emplear figuras representadas por triángulos aislados; toda figura deberá estar conformada por una serie de triángulos interconectados de modo que se produzcan un número suficiente de observaciones redundantes que permita la rigidez y confiabilidad de la solución.

XI.3.8. Las cadenas de triangulación se integrarán con figuras como las siguientes:

Cuadriláteros con dos diagonales, triángulos con punto central, o la combinación de estas dos figuras. En el caso de triangulaciones para cu-

visibilidad, siempre y cuando el valor de fuerza o rigidez de figura pueda mantenerse dentro de los límites especificados. En caso contrario deberá resolverse el problema por rediseño de las figuras, establecimiento de vértices excéntricos o uso de plataformas de observación elevadas.

XI.3.4. Por condicionamiento geométrico se entenderá un esquema en que los vértices vecinos estén situados unos de otros, a distancias relativamente uniformes dentro de un rango de unos 3 km en el caso de levantamientos urbanos, hasta 50 km y más en levantamientos extensivos, según el orden de exactitud, formando figuras igualmente regulares en las que su fuerza o rigidez se mantenga dentro de los límites especificados y de modo que la dirección del sistema sea sensiblemente uniforme, sin cambios bruscos. Deberá vigilarse que la relación entre el lado más largo y el más corto no exceda de 2.5.

XI.3.5. Para el análisis de figuras, tanto en la fase de diseño como en la de cálculo, se deberá emplear la siguiente expresión:

brimiento en área, en adición a las anteriores, se podrán emplear otros tipos de figura.

XI.3.9. En el análisis de cadenas de triangulación se deberá determinar la sumatoria entre bases geodésicas de las rigideces de figura individuales y comprobar su acuerdo con los límites especificados en la tabla XI.1. En caso de que se rebasen dichos límites, deberá especificarse en el proyecto la medida de una o más bases geodésicas, a distancias apropiadas a lo largo de la cadena.

En el análisis de cada figura deberán considerarse solamente las dos primeras R, cuyos valores sean los menores de todos los posibles; el valor de la distancia de propagación a la siguiente figura será el determinado a través de la R mínima o R1. Los valores máximos indicados en la tabla (XI.1) sólo deberán aplicarse cuando por condiciones físicas del terreno sea imposible ajustarse a los valores deseables.

	1ER. ORDEN	2O. ORDEN		3ER. ORDEN	
		CLASE I	CLASE II	CLASE I	CLASE II
SUMA DE R1 ENTRE BASES					
DESEABLE	20	60	80	100	125
MAXIMA	25	80	120	130	175
FIGURA AISLADA					
R1	DESEABLE	5	10	15	25
	MAXIMA	10	25	25	40
R2	DESEABLE	10	30	70	80
	MAXIMA	15	60	100	170

TABLA XI.1.—Especificaciones para rigidez de figuras en triangulación.



XI.3.10 La conexión de la triangulación a levantamientos previos para efectos de comprobación de las ligas en escala y azimut se hará siempre y de modo que se pueda asegurar que tanto las coordenadas de partida, como las de cierre se han conservado prácticamente inalteradas. De no ser esta la situación, deberán tomarse las providencias necesarias para corregir mediante reobservaciones completas, o el establecimiento de una, o las dos bases geodésicas.

XI.3.11 Se considerará satisfactoria la conexión cuando la verificación de distancias acuse una discrepancia cuya magnitud esté dentro del mismo orden de exactitud que corresponda a la

nueva triangulación y cuando las discrepancias angulares no sean mayores que  $3''$  en triangulaciones de primero y segundo orden clase I,  $5''$  para segundo orden clase II y tercer orden clase I, y  $10''$  para triangulaciones de tercer orden, clase II. Estas especificaciones son igualmente aplicables al caso de trilateraciones y triangulaciones.

XI.3.12 Cuando tengan que medirse bases geodésicas, los procedimientos deberán ajustarse estrictamente a los especificados para tal caso en la medida de distancias utilizando distanciómetros electrónicos, de modo que se aseguren las precisiones requeridas para cada orden y clase de la triangulación, de acuerdo con lo que se especifica en la tabla XI.2.

	PRIMER ORDEN	SEGUNDO ORDEN		TERCER ORDEN	
		CLASE I	CLASE II	CLASE I	CLASE II
ERROR MEDIO CUADRÁTICO DEL PROMEDIO	1:1 000 000	1:900 000	1:800 000	1:500 000	1:250 000

TABLA XI.2—Especificación de precisión para medida de bases geodésicas.

XI.3.13 Las observaciones de ángulos horizontales se harán por series, comprendiendo cada serie un conjunto de posiciones cuyo número se especifica para cada orden de exactitud de las triangulaciones. Las lecturas correspondientes a la estación inicial para cada posición en la serie deberán estar uniformemente repartidas a lo largo del círculo horizontal.

XI.3.14 En los casos en que sea practicable y para efectos de liga de trabajos locales, se deberá establecer a una distancia apropiada una marca azimutal ligada al monumento principal del vértice por distancias y dirección, con especificaciones mínimas de tercer orden, clase II.

XI.3.15 El espaciamiento entre cadenas de triangulación de primer orden no deberá ser mayor que 100 km y la distancia entre puntos principales del levantamiento no deberá ser menor que 15 km y estar comprendida dentro de 3 a 8 km para levantamientos en áreas metropolitanas, o de acuerdo con las necesidades en levantamientos de propósitos específicos.

XI.3.16 Para las triangulaciones de segundo orden, clase I, el espaciamiento entre cadenas estará gobernado por el de los levantamientos en los cuales se apoya, procurando que en la etapa de diseño, cuando no se trate de levantamientos de propósitos específicos, se obtenga un óptimo

en la densificación de la red geodésica horizontal, así como en la preparación del marco para la densificación con levantamientos de orden menor.

XI.3.17 Para este mismo orden y clase se deberá dar un espaciamiento entre puntos principales contiguos no menor que 10 km, de uno a tres kilómetros para levantamientos en áreas metropolitanas, o de acuerdo con las necesidades en levantamientos de propósitos específicos.

XI.3.18 Para triangulaciones de segundo orden, clase II, la distancia entre puntos principales vecinos rara vez deberá exceder de 5 km.

XI.3.19 En el caso de triangulaciones de tercer orden, el espaciamiento entre puntos principales vecinos estará gobernado por las necesidades de cada proyecto, permitiéndose llegar a una relación excepcional de 5 a 1 entre las distancias de los lados más largo y más corto comprendidos en el levantamiento, en tanto se conserven los valores especificados de rigidez de figura.

XI.3.20 En relación con la medida de ángulos horizontales en triangulación, en la tabla (XI.3) se indica el número de posiciones por observar en cada serie, para cada orden y clase de levantamiento, el tipo de instrumento por emplear y los límites de rechazo aplicables al valor observado de cada posición con respecto al promedio aritmético de todas las posiciones.

ORDEN DE LA TRIANGULACIÓN	TIPO DE INSTRUMENTO	NÚMERO DE POSICIONES	LÍMITE DE RECHAZO
PRIMERO	0"2	16	± 4"
SEGUNDO, CLASE I	0"2	16	± 4"
SEGUNDO, CLASE II	0"2	8	± 5"
	1"0	12	± 5"
TERCERO, CLASE I	1"0	4	± 5"
TERCERO, CLASE II	1"0	2	± 5"

TABLA XI.3—Especificaciones para observación de ángulos horizontales en triangulación.

- El análisis de errores tomados en conjunto requiere que para Segundo orden clase I la especificación para observaciones angulares sea la misma que para primer orden.

XI.3.21 En la tabla anterior, es opcional el tipo de instrumento por usar para el caso de segundo orden clase II, pero deberá observarse el número de posiciones indicado. Se verificará, en todos los casos, que el total de posiciones observadas quede dentro de los límites especificados. Si una o más posiciones están fuera de límite, deberán rechazarse y reobservarse de inmediato en la misma posición del círculo en que estén ubicadas, calculando un nuevo promedio y efectuando el examen nuevamente, hasta que se logre que todas las posiciones queden dentro de los límites.

XI.3.22 Como parte de las comprobaciones de campo, se deberá hacer la prueba de cierre angular de triángulos, la que deberá complementarse en gabinete con las verificaciones de lados y de ser necesario, con el desarrollo de ecuaciones laterales.

XI.3.23 El cierre de cada triángulo se calculará como la suma de 180 grados y el exceso esférico, menos la suma de los ángulos observados. El exceso esférico podrá calcularse con la expresión:

$$E_s = 206265 \left( \frac{A}{R^2} \right)$$

En la que  $E_s$  es el exceso esférico en segundos de arco,  $A$  es el área del triángulo y  $R$  es el radio terrestre en el sitio considerado.  $A$  y  $R$  deben estar en las mismas unidades.

XI.3.24 En la tabla (XI.4) se especifica para cada orden y clase de la triangulación el cierre permisible promedio angular de los triángulos, así como los máximos aceptables para cada triángulo, los cuales podrán ocurrir muy ocasionalmente, pero nunca de modo que se exceda el cierre promedio. Por cierre promedio se entenderá el promedio aritmético de los cierres de los triángulos, tomados en valor absoluto figura por figura y acumulativo a lo largo de la cadena.

ORDEN DE LA TRIANGULACIÓN	CIERRE PROMEDIO ANGULAR	CIERRE TRIANGULAR MÁXIMO
PRIMERO	1"0	3"0
SEGUNDO, CLASE I	1"2	3"8
SEGUNDO, CLASE II	2"0	5"0
TERCERO, CLASE I	3"0	5"0
TERCERO, CLASE II	5"0	10"0

TABLA XI.4—Especificaciones para cierres de triángulos.

XI.3.25 Se deberá comprobar que las longitudes de los lados comunes de los triángulos contenidos en las figuras, calculadas por rutas diferentes, estén dentro de los límites que se especifican a continuación.

XI.3.26 Para un cuadrilátero o triángulo con

punto central, la relación de las longitudes de los lados comunes determinados a través de las dos primeras  $R$ , no debe diferir de la unidad en más de  $(2.105 \times 10^{-6} \cot A)K$ , en donde  $A$  es el más pequeño de los ángulos empleados en el cálculo y  $K$  es un factor que depende del orden de la triangulación, con los siguientes valores:

1.5 Para primer orden.

1.5 a 2.0 Para segundo orden, clase I.

2.0 a 4.0 Para segundo orden, clase II.

4.0 Para tercer orden, clase I y

10.0 a 12.0 Para tercer orden, clase II.

XI.3.27 Para figuras distintas, la verificación de lados se hará sustituyendo en la expresión del punto anterior el factor  $k$  por  $0.4 n C$ , en donde  $n$  es el número total de triángulos contenidos en la figura y  $C$  es otro factor, dependiente también del orden de la triangulación, con los siguientes valores:

1.0 Para primer orden

1.25 Para segundo orden, clase I.

2.0 Para segundo orden, clase II.

2.5 Para tercer orden, clase I, y

7.5 Para tercer orden, clase II.

XI.3.28 Se deberán hacer también las pruebas de ecuación lateral a fin de verificar el acuerdo con los límites que se especifican en la tabla (XI.5), referidos a los valores máximos permisibles de la corrección angular promedio que se puede aplicar a las direcciones observadas, para asegurar que cualquier lado, calculado por cualquier ruta, tiene razonablemente el mismo valor. En caso de que la prueba no resulte satisfactoria, se deberán desarrollar ecuaciones laterales en otros polos de la figura a fin de localizar el vértice con error, y elaborar el programa de reobservaciones.

ORDEN DE LA TRIANGULACIÓN	MÁXIMO PERMISIBLE DE LA CORRECCIÓN
PRIMERO	0'3
SEGUNDO, CLASE I	0'4
SEGUNDO, CLASE II	0'6
TERCERO, CLASE I	0'8
TERCERO, CLASE II	2'0

TABLA XI.5.—Valores de la corrección angular máxima a las direcciones observadas por aplicación de la ecuación lateral.

XI.3.29 Para todos los órdenes de la triangulación y con el propósito de controlar la acumulación de errores angulares sistemáticos, se deberán observar azimutes astronómicos a intervalos regulares como se especifica más adelante.

XI.3.30 En los casos de las triangulaciones más exactas (primero y segundo orden, clase I), se deberán hacer además observaciones de longitud astronómica.

XI.3.31 Las observaciones de longitud astronómica asociadas con los controles azimutales deberán hacerse con especificaciones de primer

orden en latitudes de 24° o más y con especificaciones de segundo orden en latitudes menores. Dichas especificaciones deberán ser consultadas en la parte conducente de estas normas que se refieren a observaciones astronómicas.

XI.3.32 En la tabla (XI.6) se indican los espaciamientos para observaciones azimutales, el número de posiciones angulares requeridas y su repetibilidad, así como la especificación para el error medio cuadrático del promedio, para cada orden y clase de la triangulación. Estas especificaciones son igualmente aplicables al caso de trilateración geodésica.

CONCEPTO	ORDEN DE LA TRIANGULACION				
	1°	2° C I	2° C II	3° C I	3° C II
ESPACIAMIENTO ENTRE FIGURAS	6 A 8	6 A 10	8 A 10	10 A 12	12 A 15
NÚMERO DE POSICIONES POR SERIE	16	16	16	8	5
NÚMERO DE NOCHES DE OBSERVACIÓN	2	2	1	1	1
ERROR MEDIO CUADRÁTICO DEL PROMEDIO	0'45	0'45	0'60	0'80	3'0

TABLA XI.6.—Especificaciones para control azimutal de triangulaciones y trilateraciones geodésicas.

XI.3.33 En los aspectos particulares referidos a las observaciones se deberán seguir los lineamientos expresados en la parte de estas normas que tratan de las especificaciones para el método astronómico.

XI.3.34 Cuando se midan bases geodésicas se deberán determinar las elevaciones de los extremos por nivelación geométrica con una exactitud comparable a la del orden de la triangulación.

Cuando por razones de acceso lejano no sea posible el uso de nivelación geométrica, las determinaciones se harán por nivelación trigonométrica debidamente ligadas a bancos de nivel de elevación conocida.

XI.3.35 El procedimiento normal para de-

terminar las elevaciones de los otros puntos de la triangulación deberá ser por nivelación trigonométrica, la que se ejecutará de acuerdo con las normas prescritas.

XI.3.36 Los puntos de elevación trigonométrica se deberán ligar a bancos de nivelación geométrica con el espaciamiento entre figuras que se indica en la Tabla XI.7, en la cual se especifican además el número de determinaciones por juego de ángulos verticales, la tolerancia con respecto al promedio de estas determinaciones y la discrepancia permisible entre medidas recíprocas. Estas especificaciones son igualmente aplicables al caso de trilateraciones y poligonales.

CONCEPTO	ORDEN DE LA TRIANGULACION				
	1°	2° CI	2° CII	3° CI	3° CII
NO. DE FIGURAS ENTRE ELEVACIONES CONOCIDAS	4 A 6	6 A 8	8 A 10	10 A 15	15 A 20
DETERMINACIONES POR JUEGO	4	4	3	3	3
TOLERANCIA ENTRE DETERMINACIONES	+ 3"	+ 3"	+ 3"	+ 5"	+ 5"
TOLERANCIA ENTRE MEDIDAS RECÍPROCAS	10"	10"	10"	10"	20"

TABLA XI.7. — Especificaciones para nivelación trigonométrica en triangulación, trilateraciones y poligonales.

XI.3.37 Cuando la liga se haga por procedimientos trigonométricos, la discrepancia entre la elevación determinada y la conocida no deberá ser mayor que  $T = 0.3(D)^{1/2}$ , en donde T está dada en metros y D es la distancia en kilómetros. Si la liga es por nivelación geométrica, el orden de la nivelación que se corra deberá ser por lo menos de tercero.

XI.3.38 Para el cálculo del cierre en distancia de las triangulaciones, las distancias se calcularán a través de la RI hasta el lado terminal conocido, con el cual se hará la comparación del caso. Estas distancias serán igualmente las que se utilicen para el cálculo de las coordenadas horizontales.

XI.3.39 Los valores de cierre en distancia y posición geográfica, una vez que han sido satisfechas las condiciones geométricas del caso, no deben exceder para el orden de exactitud propuesto, las correspondientes a las indicadas en el punto XI.2 de estas especificaciones.

XI.3.40 En cuanto al cierre en azimut, se considerará satisfactorio en tanto no exceda de 4 segundos de arco en triangulaciones de primero y segundo orden clase I, 10 segundos para segundo orden clase II y 20 segundos de arco en tercer orden, en sus dos clases.

#### XI.4. TRILATERACION.

Se entenderá como trilateración al método de levantamiento geodésico horizontal consistente en un conjunto de figuras conformadas por triángulos interconectados en los que se miden las distancias y algunos ángulos, formando una cadena o cubriendo un área específica, con el propósito último de determinar las coordenadas de los vértices de los triángulos.

XI.4.1 No se deberá modificar el diseño durante las etapas de reconocimiento o de observaciones de campo. Si por alguna razón se hace necesario introducir algún cambio, este deberá ser debidamente autorizado, justificarse y consignarse en la memoria de los trabajos.

XI.4.2 En la trilateración, el control de la escala estará dado por la medida de distancia de todos los lados que conformen las figuras, utilizando distanciómetros electrónicos compatibles con las exactitudes requeridas.

XI.4.3 El control en dirección estará dado por las conexiones que se hagan con la red geodésica horizontal por las mediciones angulares horizontales, cuando se requieran y por la medida de azimutes, con la frecuencia y otras especificaciones que se indicaron en el punto XI.3.32 de estas normas.

XI.4.4 Se debe ejercer el mayor cuidado por mantener la regularidad de las figuras, ya que para satisfacer los requisitos de exactitud se de-

pende en mucho del condicionamiento geométrico y de la cantidad de observaciones redundantes presentes.

XI.4.5. En sistemas de trilateración, la cantidad de observaciones redundantes debe ser por lo menos del 60%.

XI.4.6. No se deberán usar triángulos simples a lo largo de una cadena de trilateración, excepto cuando se vayan a hacer ligas a puntos de otros levantamientos a lo largo del recorrido, se observen azimutes durante el desarrollo y nunca para trilateraciones de orden superior al tercero.

XI.4.7. En proyectos de trilateración, la figura básica deberá ser un hexágono regular o un doble cuadrilátero con todos los lados y diagonales medidos. Se podrán utilizar cuadriláteros con dos diagonales, aproximadamente cuadrados, en los que los ángulos envueltos no sean menores que  $30^\circ$ .

XI.4.8. En el caso de las figuras básicas y para trilateraciones de primero y segundo orden, clase I, no se deberán incluir ángulos mayores que  $25^\circ$ , a menos que en la medida de distancia se pueda asegurar una exactitud de por lo menos un 50 por ciento superior a la especificada para el orden de que se trate, pero nunca se incluirán ángulos menores que  $20^\circ$ .

XI.4.9. En el caso de trilateraciones de segundo orden clase II y tercer orden clase I, el ángulo mínimo permisible será de  $20^\circ$ , en tanto que el límite será de  $15^\circ$  para trilateraciones de tercer orden, clase II.

XI.4.10. En las trilateraciones, el control de posición por coordenadas estará dado por las conexiones a levantamiento geodésicos horizontales existentes y por la observación de valores de latitud y longitud astronómicas en los sitios que determine el diseño.

XI.4.11. Las conexiones a los levantamientos geodésicos existentes para efectos de comprobación de las ligas del caso, se harán de acuerdo con las especificaciones indicadas en el punto XI.3.11 de estas normas.

XI.4.12. Las determinaciones de distancia se harán de acuerdo con las normas generales indicadas en el capítulo X de este documento que se refiere a las medidas de distancia.

XI.4.13. El control de la dirección que se indica en el punto XI.4.3 se deberá hacer mediante la observación directa del azimut astronómico en los sitios especificados, propagando el azimut geodésico a lo largo del sistema, empleando los ángulos calculados y preferiblemente con ángulos observados independientemente, a lo largo de una línea poligonal que forme parte de la trilateración, elegida de modo que forme una trayectoria continua, y lo más directa posible entre azimutes de control. Esto último es mandatorio en el caso de trilateraciones de primero y segundo orden, clase I.

XI.4.14. Las observaciones angulares a que hace referencia el punto anterior se harán de acuerdo con las especificaciones indicadas para

triangulación, en el punto XI.3.20 de estas normas.

XI.4.15. En los casos en que sea practicable, y para efectos de liga de trabajos locales, se deberá establecer a una distancia apropiada, en vértices seleccionados para tal efecto, una marca azimutal ligada a ellos por distancia y dirección, con especificaciones mínimas de tercer orden, clase II.

XI.4.16. Las elevaciones de todos los vértices de trilateración se determinarán, mayormente mediante nivelación trigonométrica, debiéndose ejercer mayor cuidado en la realización de las observaciones y establecer las ligas indicadas a nivelación geométrica.

XI.4.17. Para efectos del diseño de los levantamientos por trilateración, deberán considerarse el alcance y exactitud aportados por los sistemas de medida electrónica de distancias, lo que permitirá diseños en los que dichas distancias estén comprendidas dentro de un rango de unos 0.25 km en el caso de levantamientos urbanos, hasta 50 km y más en levantamientos extensivos, según el orden del levantamiento.

XI.4.18. El espaciamiento entre cadenas de trilateración de primer orden no deberá exceder de 100 km y la distancia entre vértices principales vecinos no deberá ser menor que 10 km, o de 3 km en levantamientos de áreas urbanas.

XI.4.19. El espaciamiento entre cadenas de trilateración del segundo orden, clase I, estará gobernado por el de los levantamientos en los cuales se apoya, procurando que en la etapa de diseño, cuando no se trate de levantamientos de propósitos específicos, se obtengan un óptimo en la densificación de la red geodésica horizontal, así como en la preparación para la densificación con levantamientos de menor orden.

XI.4.20. Para este mismo orden y tipo de trilateraciones, la distancia entre puntos principales vecinos no deberá ser menor que 10 km, o que un kilómetro en levantamientos urbanos o de propósitos específicos.

XI.4.21. Para las trilateraciones de segundo orden, clase II, el espaciamiento entre puntos principales contiguos no deberá ser menor que 5 km. Para levantamientos de propósitos específicos dentro de este orden, el límite inferior de las distancias podrá ser de hasta 500 metros.

XI.4.22. El espaciamiento entre puntos principales vecinos de trilateraciones de tercer orden no deberá ser menor que 500 y 250 metros para las clases I y II, respectivamente.

XI.4.23. Para la determinación de distancias se deberán hacer por lo menos dos grupos de medidas con una diferencia mínima de cuatro horas entre grupo y grupo, siguiendo los lineamientos indicados en el punto X.10 de estas normas.

XI.4.24. El error medio cuadrático del promedio en la medida de distancia no deberá rebasar los valores indicados en la tabla (XI.8), aplicables a medidas corregidas por cada fuente conocida de error sistemático.

ORDEN DE LA TRILATERACIÓN	ERROR MEDIO CUADRÁTICO DEL PROMEDIO
PRIMERO	1:1,000,000
SEGUNDO, CLASE I	1:750,000
SEGUNDO, CLASE II	1:450,000
TERCERO, CLASE I	1:250,000
TERCERO, CLASE II	1:150,000

TABLA XI.8.—Especificaciones para medida de distancia en trilateración.

XI.4.25 La tolerancia entre dos medidas pertenecientes a un grupo se calculará mediante la expresión

$$T = \pm (a + bS)$$

En la que S es la distancia medida y a y b son parámetros instrumentales proporcionados por el fabricante.

XI.4.26 Para efectos de los controles astronómicos, incluyendo latitud y longitud astronómicas, se adoptarán los lineamientos indicados en los puntos XI.3.29 a XI.3.32 de estas normas, aplicables al caso de trilateración.

XI.4.27 Siempre que se mida cualquier distancia dentro de un sistema de trilateración, se deberá determinar la elevación de los puntos extremos, tanto para determinar esta coordenada, como para reducir las distancias observadas a la horizontal y al nivel del mar.

XI.4.28 En tanto sea practicable, las elevaciones deberán determinarse por nivelación geométrica, con una exactitud compatible con la de la trilateración. Cuando por razones de acceso lejano u otras circunstancias no sea posible el uso de nivelación geométrica, las determinaciones se harán por nivelación trigonométrica ligada a bancos de nivel, con el mismo espaciamento entre figuras que se especifica para triangulación geodésica, procurando mantenerse en los espaciamientos menores.

XI.4.29 En cuanto al número de determinaciones de ángulos verticales por juego, las tolerancias entre determinaciones y entre medidas recíprocas, se deberán observar las especificaciones dadas en la tabla XI.7 de estas normas, excepto que para los dos primeros órdenes se aumenta en uno el número de determinaciones por juego.

XI.4.30 Cuando la liga entre puntos trigonométricos y bancos de nivelación geométrica se haga por procedimientos trigonométricos, la discrepancia entre la elevación determinada y la conocida no deberá ser mayor que  $T = 0.2 (D)^2$ , en donde T está dada en metros y D es la distancia en kilómetros. Si la liga es por nivelación geométrica, se aplicarán especificaciones de tercer orden por lo menos.

XI.4.31 Para efectos de determinar los ciérrres en distancia, posición y azimut de las trila-

teraciones, se observarán las indicaciones dadas para el caso de triangulación geodésica en los puntos XI.3.38 a XI.3.40 de estas normas.

#### XI.5 TRIANGULATERACION

Se define como triangulateración al método de levantamiento geodésico horizontal que combina los métodos de triangulación y trilateración mediante la medida directa, tanto de ángulos como distancias, permite más elasticidad en el diseño y mejorar la rigidez, proporcionando resultados satisfactorios con una mayor exactitud al mismo costo o una mayor velocidad de avance, con exactitud dentro de normas.

XI.5.1 Durante las etapas de reconocimiento y de observaciones de campo será posible modificar el diseño previo, solamente si sirve para mejorar significativamente el condicionamiento geométrico o para resolver problemas de visibilidad no previstos. De ocurrir alguna modificación, deberá justificarse y consignarse en la memoria de los trabajos.

XI.5.2 Las medidas de ángulos y distancias se harán con el instrumental especificado para los casos de triangulación y trilateración.

XI.5.3 Para un mayor control de la exactitud en la dirección y mantener dentro de límites aceptables la propagación de los errores angulares, deberán hacerse, con la frecuencia que en estas normas se especifique, observaciones astronómicas de azimut, de acuerdo con las normas que se refieren a este tipo de observaciones.

XI.5.4 El espaciamento entre cadenas de triangulateración de primer orden, no deberá exceder de 100 km y la distancia entre vértices principales vecinos no deberá ser menor que 10 km o de 3 km en levantamientos de áreas urbanas.

XI.5.5 El espaciamento entre cadenas de triangulateración de menor orden estará gobernado por el de los levantamientos en los cuales se apoyan, siguiendo los lineamientos generales que para el mismo fin se expresaron en el caso de triangulación y trilateración. El espaciamento correspondiente entre puntos principales vecinos de segundo orden, clase I, será de 6 a 16 km y en los demás casos se definirá en el diseño de acuerdo con las necesidades del proyecto.

XI.5.6 El diseño mínimo es el de cadenas o cubrimientos en áreas, conformados por trian-

gulos simples en los que se miden todos los ángulos y lados.

XI.5.7 La conexión de la triangulación a levantamientos previos para efectos de comprobación de las ligas correspondientes deberá ajustarse a las especificaciones del caso. Las especificaciones de verificación angular y de distancia serán las mismas indicadas en el punto XI.3.11 de estas normas.

XI.5.8 Para la determinación de distancias en triangulaciones de los dos primeros órdenes de exactitud, se deberán hacer al menos dos grupos de medidas con una diferencia mínima de cuatro horas entre grupo y grupo, estando constituido cada grupo por dos medidas in-

dependientes observadas en sentidos contrarios, como se especifica en el punto XI.10 de estas normas. En triangulaciones de tercer orden el mínimo es de un grupo.

XI.5.9 La tolerancia en las medidas de un grupo en el momento de efectuarse, será la misma indicada para el caso de trilateración geodésica en el punto XI.4.25.

XI.5.10 El error medio cuadrático del promedio en la medida de distancias no deberá exceder los valores indicados en la tabla (XI.9), aplicables a medidas corregidas por factores meteorológicos. Esta tabla es igualmente aplicable al caso de poligonales.

ORDEN DE TRIANGULACIÓN	ERROR MEDIO CUADRÁTICO DEL PROMEDIO
PRIMERO	1:600,000
SEGUNDO, CLASE I	1:300,000
SEGUNDO, CLASE II	1:120,000
TERCERO, CLASE I	1:60,000
TERCERO, CLASE II	1:30,000

TABLA XI.9.—Especificaciones para medida de distancias en triangulación y poligonales.

XI.5.11 El control de la dirección de las triangulaciones estará dado por las conexiones que se hagan a la red geodésica horizontal

y por la determinación de azimutes, con la frecuencia y otras especificaciones que se indican en la tabla (XI.10).

	ORDEN DE LA TRIANGULACIÓN				
	1°	2° C I	2° C II	3° C I	3° C II
ESPACIAMIENTO ENTRE FIGURAS	12 TRIÁNGULOS	6 A 8	6 A 10	10 A 12	12 A 15
NÚMERO DE POSICIONES POR SERIE	16	16	16	8	4
NÚMERO DE NOCHES DE OBSERVACIÓN	2	2	1	1	1
ERROR MEDIO CUADRÁTICO DEL PROMEDIO	0"45	0"45	0"45	0"75	3"00

TABLA XI.10.—Especificaciones para control azimutal de triangulación geodésica.

XI.5.12 Las especificaciones generales para la observación de ángulos horizontales se dan en la tabla XI.11, donde se indica el tipo de instrumento, el número de posiciones por observar en cada serie y los límites de rechazo aplicables al valor observado de cada posición con respecto al promedio aritmético de todas las posiciones. Las

observaciones deberán de hacerse de noche en el caso del primero y segundo orden, clase I y serán de día o de noche, dependiendo de qué periodo represente las mejores condiciones ambientales, en el caso de los demás órdenes, debiéndose cumplir además, con las especificaciones indicadas en el punto XI.3.21 de estas normas.

ORDEN DE LA TRIANGULATERACION	TIPO DE INSTRUMENTO	NÚMERO DE POSICIONES	LÍMITE DE RECHAZO
PRIMERO	0".2	16	$\pm 4''$
SEGUNDO, CLASE I	0".2	8	$\pm 4''$
	1".0	12	$\pm 5''$
SEGUNDO, CLASE II	0".2	6	$\pm 4''$
	1".0	8	$\pm 5''$
TERCERO, CLASE I	1".0	4	$\pm 5''$
TERCERO, CLASE II	1".0	2	$\pm 5''$

TABLA XI.11.—Especificaciones para observación de ángulos horizontales en triangulateración y poligonales.

XI.5.13 En las triangulateraciones y como parte las comprobaciones de campo se deberán hacer las pruebas de cierre angular de triángulos y cuadriláteros, tomando en cuenta el ex-

ceso esférico, que se calculará según se indica en el punto XI.3.23 de estas normas. En la tabla XI.12 se especifica para cada orden y clase de la triangulateración los cierres permisibles.

CONCEPTO	ORDEN DE LA TRIANGULATERACION				
	1°	2° c I	2° c II	3° c I	3° c II
ERROR DE CIERRE DE UN TRIÁNGULO	$\pm 1.5''$	$\pm 1.5''$	$\pm 3''$	$\pm 5.0''$	$\pm 10.0''$
ERROR DE CIERRE PRO MEDIO DE LOS TRIÁNGULOS	$\pm 1.0''$	$\pm 1.0''$	$\pm 1.5''$	$\pm 3.0''$	$\pm 5.0''$
ERROR DE CIERRE DE UN CUADRILÁTERO	$\pm 1.5''$	$\pm 1.5''$	$\pm 3.0''$	$\pm 5.0''$	$\pm 10.0''$
ERROR DE CIERRE PRO MEDIO DE LOS CUADRILÁTEROS	$\pm 1.0''$	$\pm 1.0''$	$\pm 1.5''$	$\pm 3.0''$	$\pm 5.0''$

TABLA XI.12.—Especificaciones para cierre angular de figuras en triangulateración

XI.5.14 En los casos en que sea practicable y para efectos de liga de trabajos locales, se deberá establecer a una distancia apropiada, en vértices seleccionados para tal efecto, una marca azimutal, ligada a ellos por distancia y dirección, con especificaciones mínimas de tercer orden, clase II.

XI.5.15 En la medida en que sea practicable, las elevaciones deberán determinarse por nivelación geométrica, con una exactitud compatible

con la de la triangulateración. Cuando por razones de acceso lejano u otras circunstancias no sea posible el uso de nivelación geométrica, las determinaciones se harán por nivelación trigonométrica ligada a bancos de nivel con el espaciamiento que se especifica en la tabla (XI.13). En la misma tabla se indican el número de determinaciones por juego de ángulos y las tolerancias para cada determinación con respecto a su promedio y entre observaciones recíprocas.



	ORDEN DE LA TRIANGULACION				
	1°	2° CI	2° CII	3° CI	3° CII
NÚMERO DE FIGURAS ENTRE ELEVACIONES CONOCIDAS	4 A 6 VÉRTICES	4 A 6 VÉRTICES	8 A 10 FIGURAS	10 A 15 FIGURAS	15 A 20 FIGURAS
NÚMERO DE DETERMINACIONES POR JUEGO	4	4	4	2	2
TOLERANCIA ENTRE DETERMINACIONES	$\pm 3''$	$\pm 3''$	$\pm 3''$	$\pm 5''$	$\pm 5''$
TOLERANCIA ENTRE MEDIDAS RECÍPROCAS	$\pm 10''$	$\pm 10''$	$\pm 10''$	$\pm 10''$	$\pm 20''$

TABLA XI.13.—Especificaciones para nivelación trigonométrica en triangulaciones.

XI.5.16. Cuando la liga entre puntos trigonométricos y bancos de nivelación geométrica se haga por procedimientos trigonométricos, la discrepancia entre la elevación determinada y la conocida no deberá ser mayor que la especificada para la misma situación en el caso de triangulación (punto XI.4.30). Si la liga es por nivelación geométrica, se aplicarán especificaciones de tercer orden por lo menos.

XI.5.17. Para efectos de los controles astronómicos, incluyendo latitud y longitud astronómicas, se adoptarán los lineamientos indicados en los puntos XI.3.29 a XI.3.31, aplicables al caso de triangulación.

XI.5.18. Para determinar los cierres en distancia, posición y azimut de las triangulaciones, se deberán observar las indicaciones dadas para el caso de triangulación geodésica en los puntos XI.3.38 a XI.3.40 de estas normas.

#### XI.6. POLIGONACION

Se define como poligonación al método de levantamiento geodésico horizontal consistente en un conjunto de líneas conectadas por sus extremos en forma sucesiva, conformando una línea quebrada en la que se miden todas las distancias y se observan todos los ángulos, con el propósito último de determinar las coordenadas de los puntos que constituyen los extremos de cada línea. El método ofrece las ventajas de una mayor flexibilidad, cubrimiento relativamente rápido y economía, pero su rigidez relativa es menor que la de los levantamientos tratados hasta ahora.

XI.6.1. Durante las etapas de reconocimiento o de observaciones de campo, se podrá modificar el diseño previo del anteproyecto de poligonación, solamente si sirve para mejorar significativamente el condicionamiento geométrico o para resolver problemas de visibilidad no previstos. De ocurrir cualquier cambio, se deberá justificar debidamente y consignar en la memoria de los trabajos.

XI.6.2. Todas las líneas y ángulos deberán ser medidos, sin omitir ninguno.

XI.6.3. En la poligonación, el control de la escala estará dado por la medida de distancia de

todos los lados que conforman el sistema, utilizando distanciómetros electrónicos compatibles con las exactitudes requeridas.

XI.6.4. El control en dirección estará dado por las observaciones angulares horizontales, por las conexiones que se hagan con la red geodésica horizontal y por la medida de azimutes, con la frecuencia y otras especificaciones que se dan en estas normas.

XI.6.5. En las poligonales, el control de posición por coordenadas estará dado por las conexiones que se hagan a levantamientos geodésicos horizontales existentes y por la observación de valores de latitud y longitud astronómica en los sitios que determine el diseño.

XI.6.6. Por condicionamiento geométrico de las poligonales se entenderá un esquema en el que se formen polígonos relativamente regulares (poligonales cerradas) o líneas poligonales sensiblemente rectas, con lados de longitud uniforme (poligonales abiertas).

XI.6.7. En el caso de poligonales abiertas relativamente extensas, de más de 400 km de extensión entre vértices de coordenadas conocidas, el alineamiento debe ser tal que no se presenten ángulos de deflexión en los vértices mayores que  $20''$ . Si esta norma es imposible de cumplir en algún vértice, se deberá propiciar una conexión a algún levantamiento geodésico horizontal vecino, de igual o mayor orden de exactitud.

XI.6.8. Para el caso de poligonales menos extensas se permiten mayores ángulos de deflexión, especialmente por lo que respecta al diseño de poligonales cerradas.

XI.6.9. En los casos en que por necesidades del proyecto sea necesario introducir cambios bruscos en la dirección de poligonales abiertas, se deberán hacer observaciones de azimut en los puntos en que ocurren dichos cambios.

XI.6.10. Para efectos prácticos se considera como sección azimutal de la poligonal al tramo de la misma comprendida dentro de los vértices en los que se hagan observaciones de azimut.

XI.6.11. El espaciamiento entre poligonales de primer orden no deberá ser mayor que 100 km, con lados cuya distancia esté comprendida

dentro de 10 y 15 km. En poligonales de este orden en áreas urbanas la distancia mínima de los lados no deberá ser menor que 3 km.

XI.6.12 El espaciamiento entre poligonales de orden menor que el primero, estará gobernado por las necesidades del proyecto, tomando en cuenta los requerimientos de densificación.

XI.6.13 Las longitudes de los lados de poligonales de segundo orden, clase I, no deberán ser menores que 4 km. Para levantamientos en áreas urbanas las distancias de los lados no deberán ser menores que 300 metros.

XI.6.14 Las longitudes de los lados de poligonales de segundo orden, clase II, no deberán ser menores que 2 km; para levantamientos en áreas urbanas las distancias de los lados no deberán ser menores que 200 metros.

XI.6.15 Para tercer orden, en sus dos clases, las distancias de los lados se definirán de acuerdo con las necesidades del proyecto y en el caso de levantamientos urbanos, no deberán ser menores que 100 metros.

XI.6.16 Para los efectos de conexión y comprobación de las ligas a levantamientos existentes, se considerará que éstas son satisfactorias cuando la verificación de distancias acuse una discrepancia cuya magnitud esté dentro del

mismo orden de exactitud que corresponda a la poligonal objeto del levantamiento y cuando las discrepancias angulares no sean mayores que 4" en poligonales de primero y segundo orden clase I; 5" para segundo orden clase II y tercer orden clase I, y 10" para poligonales de tercer orden, clase II.

XI.6.17 En los casos en que sea practicable y para efectos de liga de trabajos locales, se deberá establecer a una distancia apropiada una marca azimutal ligada al monumento principal del vértice por distancia y dirección, con especificaciones mínimas de tercer orden clase II.

XI.6.18 En relación con la medida de ángulos horizontales en poligonales, en la tabla (XI.11) se indica el número de posiciones por observar en cada serie, para cada orden y clase del levantamiento, el tipo de instrumento por emplear y los límites de rechazo aplicables al valor observado de cada posición con respecto al promedio aritmético de todas las posiciones, debiéndose cumplir además, con las especificaciones indicadas en el punto XI.3.21 de estas normas.

XI.6.19 Se deberán verificar los cierres angulares entre secciones azimutales conforme a las especificaciones que se indican en la tabla (XI.14).

ORDEN DE LA POLIGONAL	TOLERANCIA DE CIERRE ANGULAR	
	NORMAL	EN AREAS URBANAS
PRIMERO	1"0 POR ESTACIÓN, $\delta$ $2''\sqrt{N}$	1"0 POR ESTACIÓN, $\delta$ $2''\sqrt{N}$
SEGUNDO, CLASE I	1"5 POR ESTACIÓN, $\delta$ $3''\sqrt{N}$	2"0 POR ESTACIÓN, $\delta$ $3''\sqrt{N}$
SEGUNDO, CLASE II	2"0 POR ESTACIÓN, $\delta$ $6''\sqrt{N}$	4"0 POR ESTACIÓN, $\delta$ $8''\sqrt{N}$
TERCERO, CLASE I	3"0 POR ESTACIÓN, $\delta$ $10''\sqrt{N}$	6"0 POR ESTACIÓN, $\delta$ $15''\sqrt{N}$
TERCERO, CLASE II	8"0 POR ESTACIÓN, $\delta$ $30''\sqrt{N}$	8"0 POR ESTACIÓN, $\delta$ $30''\sqrt{N}$

TABLA XI.14.—Especificaciones de cierre angular entre secciones azimutales de poligonales. (N = número de estaciones)

XI.6.20 Las determinaciones de distancia se harán de acuerdo con las normas generales indicadas en el capítulo X de este documento que se refiere a la medida de distancias. Se deberán hacer por lo menos dos grupos de medidas en el caso de primero y segundo orden, y un grupo cuando se trate de tercer orden. Cada grupo deberá constar de dos medidas independientes, tomadas en sentido contrario, siguiendo en todo caso los lineamientos indicados en el punto X.10 de estas normas.

XI.6.21 La tolerancia entre dos medidas pertenecientes a un mismo grupo se calculará de acuerdo con la expresión que se indica en el punto XI.4.25 de estas normas.

XI.6.22 El error medio cuadrático del promedio en la medida de distancia no deberá exceder los valores indicados en la tabla (XI.9).

XI.6.23 Para efectos de los controles astronómicos, incluyendo latitud y longitud astronómicas, se adoptarán los lineamientos indicados en los puntos XI.3.29 a XI.3.32 de estas normas, aplicables al caso de poligonación.

XI.6.24 En la tabla (XI.15) se indican los espaciamientos para la observación de azimutes, el número de posiciones angulares requerido y su repetibilidad, así como la especificación para el error medio cuadrático del promedio, para cada orden y clase de las poligonales.

CONCEPTO	ORDEN DE LA POLIGONAL				
	1ª	2ª CI	2ª CII	3ª CI	3ª CII
NÚMERO DE LADOS ENTRE SECCIONES AZIMUTALES	5 A 6	10 A 12	15 A 20	20 A 25	30 A 40
NÚMERO DE POSICIONES POR SERIE	16	16	12	8	6
NÚMERO DE NOCHES DE OBSERVACIÓN	2	2	1	1	1
ERROR MEDIO CUADRÁTICO DEL PROMEDIO	0.45	0.45	1.5	3.0	6.0

TABLA XI.15.—Especificaciones para control azimutal de poligonales geodésicas.

XI.6.25 Se deberá determinar la elevación de todos los puntos de la poligonal, tanto para conocer esta coordenada, como para reducir las distancias observadas a la horizontal y al nivel del mar.

XI.6.26 En tanto sea practicable, las elevaciones deberán determinarse por nivelación geométrica, con una exactitud compatible con la de la poligonal. Cuando por razones de acceso lejano u otras circunstancias no sea posible el uso de nivelación geométrica, las determinaciones se harán por nivelación trigonométrica ligada a bancos de nivel, con el espaciamiento y otras especificaciones que se indican en la tabla XI.7, excepto que el espaciamiento deberá ser entre vértices de la poligonal.

XI.6.27 Cuando la liga entre puntos trigonométricos y bancos de nivelación geométrica se haga por procedimientos trigonométricos, la discrepancia entre la elevación determinada y la conocida no deberá ser mayor que la indicada en el punto XI.4.30 de estas normas. Si la liga es por nivelación geométrica, se aplicarán especificaciones de tercer orden por lo menos.

XI.6.28 Para efectos de determinar los cierres en posición final referidos a la discrepancia lineal entre coordenadas, después del ajuste azimutal, dichas discrepancias no deberán ser mayores en valor relativo que las correspondientes al orden de exactitud de la poligonal, o bien, podrán verificarse contra lo que se especifica en la tabla XI.16.

ORDEN DE LA POLIGONAL	TOLERANCIA DE CIERRE (EN METROS)
PRIMERO	$0.04\sqrt{K}$
SEGUNDO, CLASE I	$0.08\sqrt{K}$
SEGUNDO, CLASE II	$0.20\sqrt{K}$
TERCERO, CLASE I	$0.40\sqrt{K}$
TERCERO, CLASE II	$0.80\sqrt{K}$

TABLA XI.16.—Especificaciones de cierre en posición para poligonales geodésicas, después del ajuste azimutal. K = Desarrollo de la poligonal, en kilómetros.

#### XI.7 OBSERVACION DE SATELITE DOPPLER

Para efectos de definición, se entenderá que la observación de satélite Doppler está conectada con el método de posicionamiento tridimensional que hace uso del efecto Doppler asociado con la transmisión radial de una serie de Satélites Transit, situados en órbita polar, de modo que mediante el conocimiento de la posición ins-

tantánea en el espacio de dichos satélites, es posible determinar las coordenadas de puntos situados sobre la superficie terrestre, en los que se instalan los sistemas de recepción de señales.

XI.7.1 El diseño de los levantamientos geodésicos horizontales basados en la técnica Doppler deberá tomar en cuenta las características del sistema, especialmente por lo que respecta a la distribución geométrica de los satélites, ca-

racterísticas de transmisión, tipo y calidad de los parámetros transmitidos, instrumentos disponibles y modalidades de operación, facilidades de procesamiento y resultados esperados.

XI.7.2 No se deberá modificar el diseño previo durante las etapas de reconocimiento o de observaciones de campo, excepto por modificaciones menores orientadas a satisfacer la recepción. Si por alguna razón se hace necesario introducir algún cambio de importancia, éste deberá ser debidamente autorizado, justificarse y consignarse en la memoria de los trabajos.

XI.7.3 Para efectos prácticos y de acuerdo con las necesidades y requerimientos específicos del proyecto, se deberá hacer uso de las posiciones de los satélites, dadas por las efemérides transmitidas o pronosticadas, o por las efemérides precisas.

XI.7.4 La obtención de las coordenadas de los puntos objeto del levantamiento, referidos al Datum Norteamericano de 1927, deberá seguir un proceso de transformación de coordenadas que parte de las coordenadas Doppler Geocéntricas calculadas en el Sistema Geodésico Mundial (WGS 72), a las coordenadas cartesianas en el Datum Norteamericano de 1927 y finalmente a coordenadas geodésicas en el mismo Datum.

XI.7.5 En el diseño se deberá definir el número requerido de observaciones en términos de pasos de los satélites y el método específico de observación, para producir las exactitudes esperadas en cada orden y clase de los levantamientos, de acuerdo con los lineamientos indicados en estas normas.

XI.7.6 De acuerdo con las necesidades, se podrá utilizar alguno de los métodos específicos de levantamiento que se indican a continuación.

- Puntos independientes
- Translocalización
- Translocalización rigurosa
- Arco corto
- Arco semicorto

XI.7.6.1 El método de puntos independientes requiere solamente del uso de un receptor, el cual se instala sucesivamente en los puntos requeridos, determinando su posición, una a la vez, sin que exista correlación entre unos y otros.

XI.7.6.2 El método de translocalización requiere del uso de dos o más receptores instalados en los puntos del levantamiento; en los que las observaciones se hacen durante un período común a fin de minimizar los errores de las efemérides y de refracción, recibiendo las señales de los satélites, que no necesariamente deben ser los mismos. Los datos deberán reducirse simultáneamente, estableciendo la correlación estadística entre estaciones, a fin de mejorar la exactitud del posicionamiento relativo.

XI.7.6.3 En el método de translocalización rigurosa, la operación debe ser tal que la información transmitida por cada satélite se registre simultáneamente en los receptores.

XI.7.6.4 En el método de arco corto se persigue reducir aun más los errores de las efemérides, para lo cual se determina el arco de órbita de los satélites y las correspondientes efe-

mérides, para el período de observación y en el área particular del levantamiento. Cuando las órbitas se determinan externamente, este método se conoce como de arco semicorto.

XI.7.7 El instrumental utilizado para los levantamientos debe ser básicamente un sistema de rastreo consistente de receptor de señales, grabadora, antena de radio-frecuencia, pre-amplificador, fuente de poder y cables. El conjunto debe ser pequeño, portátil, de bajo peso (30 a 50 kg), automático, capaz de operar bajo cualquier condición atmosférica y de fácil manejo.

XI.7.8 En adición a lo anterior, deberá contarse con equipo auxiliar tal como el tripié, de antena, refacciones electrónicas, herramientas y material para mantenimiento, psicrómetros, termómetro, barómetro aneróide y tabla de predicciones (a menos que el equipo cuente con un microprocesador). Se deberá contar además con baterías recargables o pequeñas plantas eléctricas para usarlas en los casos en que haga falta corriente.

XI.7.9 La frecuencia de referencia de los receptores deberá tener una estabilidad del orden de  $5 \times 10^{-14}$  partes, por 100 segundos. Se deberá vigilar periódicamente la deriva de la frecuencia para verificar su estabilidad.

XI.7.10 La potencia del sistema deberá estar comprendida dentro de un rango de 10 a 125 wats.

XI.7.11 Con el propósito de asegurar la colección de datos de alta calidad, se deberán mantener los osciladores de cristal conectados a la fuente de poder durante el transporte entre puntos. De otro modo, se debe permitir un período de uno a tres días para que se estabilice antes de iniciar las operaciones. XI.7.12 El transporte, cuidado, operación y mantenimiento del instrumental deberá hacerse de acuerdo con las especificaciones del fabricante. Se deberán hacer todas las pruebas de funcionamiento que éste indique y llevar a cabo los ajustes permitidos en el campo. En caso de encontrar alguna falla que no pueda ser corregida en el sitio, se deberá retirar del proyecto el instrumento y enviarlo a quien corresponda para los efectos del caso.

XI.7.13 La antena deberá instalarse directamente sobre el punto considerado, centrándola precisamente sobre la marca de estación, la que deberá haberse establecido de modo que a un ángulo de elevación de  $10^\circ$  la recepción de las señales esté libre de obstáculos.

XI.7.14 En tanto sea posible, la antena deberá instalarse al nivel del tripié, o del suelo, para minimizar los efectos de reflexión. En lo general, se deberán evitar instalaciones cercanas a estructuras metálicas u otros cuerpos que puedan causar reflexiones indeseables.

XI.7.15 La antena podrá instalarse en un mástil o torre cuando sea necesario sobre elevarla para salvar cualquier tipo de obstáculo. Cuando se instale en azoteas planas deberá estar a una distancia no menor de 2 metros de las orillas.

XI.7.16 Se deberán evitar instalaciones en áreas en que se produzcan transmisiones ra-

diales dentro del rango de 150 a 400 mhz, radares de frecuencia media, estaciones de microondas, antenas de transmisión de alta potencia, líneas y transformadores de alta tensión y sitios en que se produzca una alta interferencia causada por los sistemas de ignición vehicular.

XI.7.17 El receptor y resto del equipo deberá instalarse a cubierto, protegido de agentes ambientales adversos y conectado a la antena por el cable suministrado como parte del equipo.

XI.7.18 Para la operación del instrumento una vez instalado, se deberá prever un periodo mínimo de tres horas de ambientación a fin de que se estabilice el oscilador de frecuencias, antes de empezar a registrar las señales.

XI.7.19 Cuando se haga una primera observación en un punto y siempre que ocurra una falla de corriente que cause la pérdida en sincronización del reloj local, éste deberá sincronizarse usando uno cualquiera de los satélites, siguiendo los procedimientos indicados por el fabricante.

XI.7.20 En la recepción de señales se deberá asegurar que se ha sintonizado el satélite correcto en el caso de que las predicciones señalen algún posible conflicto. Esto se podrá hacer usando los tiempos de salida pronosticados y los controles de tono de la señal.

XI.7.21 En el caso de que dos o más satélites estén dentro del rango de recepción al mismo tiempo, se deberán tomar las providencias necesarias para registrar el paso más adecuado, considerando los siguientes factores:

XI.7.21.1 Cuando se esté trabajando con efemerides precisas, tendrá prioridad el satélite cuyas efemerides precisas estén disponibles.

XI.7.21.2 Deberán rechazarse los pasos de satélite cuya elevación sobre el horizonte sea menor que  $10^\circ$ .

XI.7.21.3 Los pasos a elevaciones menores que  $80^\circ$  sobre el horizonte tienen prioridad. En observaciones aisladas se aceptarán pasos con elevaciones mayores, aunque puede presentarse una pérdida de la señal en la parte más alta de la trayectoria.

XI.7.21.4 Cuando se encuentren en conflicto pasos aceptables, tendrá prioridad el que produzca la mayor cantidad de datos.

XI.7.22 Para la programación de las observaciones se deberá hacer una distribución relativamente uniforme del número de pasos a ambos lados del meridiano local, así como de los pasos dirigidos de norte a sur y viceversa.

XI.7.23 Se deberán generar tablas de predicciones de los pasos de los satélites que contengan la siguiente información para una fecha y lugar

dados: identificación del satélite, horas de aparición y ocultación, así como de la más cercana aproximación, azimut de la salida sobre el horizonte y ángulo vertical de culminación. Se usarán estas predicciones para hacer la selección de los satélites y determinar el periodo necesario para registrar un determinado número de pasos. Estas predicciones podrán hacerse en el campo con base en las efemerides transmitidas y el auxilio del microprocesador del sistema.

XI.7.24 Durante cada paso se deberán tomar los datos de temperatura, presión atmosférica y humedad relativa y registrarlos en la cinta una vez que se haya perdido la señal del satélite. De igual modo, se deberán registrar los datos de encabezamiento antes de empezar a registrar las señales.

XI.7.25 En el caso de que el proyecto contemple la liga con la red geodésica horizontal, los puntos Doppler deberán localizarse de modo que haya visibilidad entre éstos y por lo menos un punto de la red.

XI.7.26 En el caso de ligas locales se deberá observar el Azimut astronómico de una línea, o derivarlo de estaciones observadas por el método de puntos simultáneos, tomando en cuenta las exactitudes requeridas. Para esto, se deberá establecer una marca azimutal en la vecindad de la estación Doppler.

XI.7.27 Los puntos sobre los que se hagan observaciones Doppler deberán contar con una elevación precisa ligada a la red geodésica vertical.

XI.7.28 En los levantamientos con métodos de posicionamiento relativo se requiere que por lo menos una estación Doppler ocupe la posición de un vértice de la red geodésica horizontal durante el establecimiento de las nuevas estaciones, constituyendo así una estación base del sistema.

XI.7.29 La estación base deberá pertenecer a la red de primer orden, tener una elevación precisa ligada a la red geodésica vertical y localizarse a no más de 500 km de las nuevas estaciones, cuando se esté haciendo uso del método de translocalización o de arco corto.

XI.7.30 El orden requerido de exactitud de una red de estaciones Doppler deberá basarse en el espaciamiento entre estaciones, de acuerdo con lo que se indica en la tabla (XI.17). En la que se especifican las distancias mínimas entre estaciones de la red en función del orden y clase del levantamiento y de la exactitud posicional relativa requerida.

ORDEN DEL LEVANTAMIENTO	EXACTITUD POSICIONAL RELATIVA REQUERIDA (CM)		
	100	70	60
	ESPACIAMIENTO MÍNIMO ENTRE ESTACIONES (KM)		
PRIMERO	100	70	60
SEGUNDO, CLASE I	50	35	30
SEGUNDO, CLASE II	20	14	12
TERCERO, CLASE I	10	7	6
TERCERO, CLASE II	5	4	3

TABLA XI.17.—Especificaciones para el espaciamiento entre estaciones Doppler, con un nivel de confianza del 95%.

XI.7.31 Para una exactitud posicional relativa requerida correspondiente a un orden de exactitud dado, con un nivel de confianza del 95%, el espaciamiento entre estaciones se determinará con la siguiente expresión:

$$E = PM \times 10^5$$

En donde E es el espaciamiento en kilómetros, P es la exactitud posicional requerida en centímetros y M es el valor del denominador de la fracción representativa, en el orden de exactitud del levantamiento.

XI.7.32 El número mínimo de pasos útiles requeridos para cada estación dependerá del método empleado, del tipo de efemerides utilizadas y de los requisitos de exactitud. Para esto, se deberá acudir a la experiencia acumulada, tanto a nivel nacional, como internacional.

XI.7.33 En el caso de efemerides transmitidas, se requiere un mínimo de seis recepciones completas de dos minutos cada una, en tanto que con efemerides precisas, se deberá registrar la información durante un mínimo de tres minutos para que el paso se considere aceptable.

XI.7.34 De las observaciones y registros obtenidos, se deberá hacer un expediente completo y conservarlo cuidadosamente como un documento de información primaria.

#### XI.8 METODO ASTRONÓMICO

Para efectos de definición se entenderá como método astronómico al conjunto de operaciones de campo y gabinete destinado a obtener las coordenadas astronómicas y/o la dirección entre puntos situados sobre la superficie terrestre, mediante la observación de la posición angular de objetos relativamente fijos sobre la esfera celeste cuyas coordenadas se conocen en el tiempo. El método deberá aplicarse para la determinación de las coordenadas astronómicas de latitud y longitud, con propósitos de control de las correspondientes coordenadas geodésicas, obtenidas por otros métodos de levantamiento, para investigaciones relacionadas con el Dátum local y su establecimiento, para el control de la dirección de otros levantamientos y para la definición de las desviaciones de la vertical.

XI.8.1 Por su propia naturaleza, debe consi-

derarse al astronómico como un método de apoyo a otros levantamientos y no estrictamente como un método de levantamiento que pueda utilizarse con fines de cubrimiento extensivo, por lo que dentro de los diversos métodos de levantamiento geodésico horizontal su función primordial es de control azimutal.

XI.8.2 En adición a las observaciones angulares requeridas, toda determinación astronómica normalmente incluye la hora de observación de cada lectura angular que se haga a los objetos celestes, para lo cual se deberá contar con un sistema de control del tiempo que permita resolverlo con una aproximación mejor que 0.1 segundo.

XI.8.3 Para efectos de lo anterior se deberá contar con cronómetros de tiempo sideral, de marcha tal que las variaciones en velocidad no excedan de 0.001 segundo por minuto. Se podrán usar cronómetros que registren otro tipo de tiempo en tanto sus variaciones sean relativamente constantes dentro del límite especificado.

XI.8.4 Para observaciones de latitud y longitud astronómicas en los mayores órdenes de exactitud, se deberá contar con un cronógrafo conectado al cronómetro y a los instrumentos de medición que permita el registro gráfico del tiempo.

XI.8.5 Antes de principiar la sesión de observaciones y al final de las mismas, se deberá hacer una comparación de los cronómetros empleados, con respecto a las señales horarias transmitidas, por una estación emisora controlada por el Bureau de L'heure, con el propósito de determinar la marcha de los mismos y las correcciones que por tiempo deban aplicarse a las observaciones.

XI.8.6 Para efectos de lo anterior, se deberá contar con un receptor de radio de onda corta y los amplificadores y filtros necesarios, como parte del equipo para observaciones astronómicas.

XI.8.7 El instrumental usado para las observaciones angulares será básicamente del tipo de teodolitos de precisión con una capacidad de lectura comprendida entre 0' 1 y 0' 2, equipados con niveles montados o colgantes de alta sensibi-

lidad, y del tipo Horrebow. Para observaciones de latitud y longitud se requerirá que los instrumentos estén equipados con un micrómetro ocular. Para estas mismas observaciones, cuando la exactitud requerida sea de segundo o menor orden, se podrán utilizar astroblabios de péndulo de 60° que estén en buenas condiciones ópticas y mecánicas.

XI.8.8 Para efectos de programación de las observaciones, así como para conocer las coordenadas astronómicas de las estrellas, se deberá contar con los catálogos respectivos, particularmente el APFS (Apparent Places of Fundamental Stars) del año en que se hacen las observaciones, el Catálogo General Boss de la Epoca más reciente, o en defecto de este último, el Catálogo de Estrellas SAO (Smithsonian Astrophysical Observatory).

XI.8.9 Especialmente por lo que respecta a las observaciones de latitud y longitud, se deberá preparar una lista de estrellas por observar que cubra con amplitud el periodo previsto de los trabajos. Dicha lista deberá estructurarse con arreglo al tipo de observación y los requisitos planteados para el mismo en función del método empleado. La lista deberá contener los parámetros de posición y tiempo que permitan una rápida localización de las estrellas.

XI.8.10 Los instrumentos que se usen para observaciones de latitud y longitud de primero y segundo orden deberán montarse sobre un pilar macizo de piedra o concreto firmemente empotrado en el terreno o sobre un tripié metálico cuyas patas queden ancladas sólidamente al suelo.

XI.8.11 La instalación del instrumento a que hace referencia el punto anterior podrá hacerse directamente sobre la estación o en forma excéntrica, para facilidad de operación del instrumental. En este último caso, la distancia de excentricidad no deberá ser mayor que 30 metros y se deberá establecer la liga con la estación por distancia, dirección y diferencia de elevación.

XI.8.12 El equipo de observación de latitud y longitud deberá estar debidamente protegido de los factores ambientales adversos mediante una tienda de campaña, que al mismo tiempo, permita efectuar las observaciones.

XI.8.13 Antes de principiar las observaciones de latitud o longitud se deberá orientar el teodolito, de modo que quede alineado en el plano del meridiano local con un margen de error de 2 segundos de tiempo.

XI.8.14 Los niveles colgantes se deberán calibrar por lo menos una vez dentro de los seis meses anteriores a las observaciones y siempre que se tenga duda de la veracidad de la calibración existente. En los instrumentos que lo contengan, deberá también calibrarse el micrómetro ocular inmediatamente antes de principiar las observaciones.

XI.8.15 Observaciones de Azimut. — Las observaciones de azimut se harán básicamente en relación con los controles de dirección requeridos para los levantamientos geodésicos horizontales que se han discutido. Los requisitos ge-

nerales ya han sido establecidos para cada tipo de levantamiento.

XI.8.15.1 Los azimutes de primero y segundo orden se observarán con teodolitos de 0''.2, provistos de nivel montante que tenga una sensibilidad mejor que 7.5 segundos de arco por división.

XI.8.15.2 Las observaciones se harán por el método de direcciones de Bessel, utilizando la estrella Polar en cualquier ángulo horario, para lo cual se requiere conocer el tiempo con una aproximación de 0.2 segundos. En lo general, se puede utilizar cualquier estrella circumpolar o la misma Polar y una estrella auxiliar en el caso de segundo orden y menores.

XI.8.15.3 La secuencia de puntería en cada posición de la serie deberá ser: marca terrestre, estrella, estrella, marca terrestre. En cada puntería a la estrella deberán registrarse la dirección observada, el tiempo y las lecturas del nivel montante.

XI.8.15.4 Del conjunto de observaciones de azimut que se hacen para primero y segundo orden, debe quedar un mínimo de 24 posiciones aceptadas, siempre y cuando no haya menos de 12 de estas para una misma noche.

XI.8.15.5 Para cada serie aceptada, se deberá calcular el promedio correspondiente. La discrepancia entre los promedios de las dos series no deberá ser mayor que un segundo de arco. Si éste no es el caso, se deberá observar una nueva serie, hasta que se logre el acuerdo deseado.

XI.8.15.6 Con el propósito de anticipar posibles rechazos, se recomienda hacer observaciones adicionales una vez terminada cada serie: cuatro posiciones para primero y segundo orden, dos para tercer orden, clase I y una para tercer orden, clase II.

XI.8.15.7 Con el propósito de determinar la corrección por inclinación y para conocer aproximadamente la latitud del lugar, se deberán hacer observaciones de ángulos verticales a las estrellas empleadas, por lo menos un juego de tres determinaciones, antes y después de las observaciones de ángulos horizontales.

XI.8.15.8 La determinación de azimutes astronómicos implica su transformación a azimutes geodésicos, para lo cual es necesario conocer la longitud astronómica. En este sentido, en los sitios en que se hagan observaciones de azimut, deben hacerse también observaciones de longitud astronómica.

XI.8.15.9 En relación con el punto anterior, se requerirá que las observaciones de longitud se hagan según la especificación indicada en el punto XI.3.31.

XI.8.15.10 Una vez terminada de observar una serie, se deberá calcular el azimut de inmediato a fin de verificar si se encuentra dentro de los límites de aceptación especificados. De no ser este el caso y si hay tiempo para ello, se deberá observar de inmediato una nueva serie.

XI.8.16 Observaciones de latitud. — Para las observaciones de latitud astronómica se podrán utilizar el método de HORREBOW-TALCOTT, o

el método de STERNECK, en el caso de primero y segundo orden, clase I, para los siguientes órdenes se podrá usar el método de observación de distancias cenitales en sus diversas modalidades tales como el de distancias cenitales meridianas de una estrella cualquiera, de la Polar o de la Polar y una estrella auxiliar, el de distancias cenitales circunmeridianas, el de distancias cenitales iguales de una estrella a ambos lados del meridiano y el de distancias cenitales iguales de dos estrellas.

XI.8.16.1 Las observaciones de latitud para primero y segundo orden clase I, se harán con un teodolito cuya aproximación de lectura en los limbos horizontal y vertical sea de  $0''$  y  $0''$  2 respectivamente, o mejor, equipado con micrómetro ocular y nivel Horrebow de alta precisión. Para observaciones en los órdenes menores se podrán utilizar teodolitos de las mismas características enunciadas para el caso de azimut o astrolabios de péndulos de  $10''$ .

XI.8.16.2 Se deberá preparar una lista de observación que contenga un número suficiente de pares de estrellas para varias noches de observación, para lo cual se debe prever que no toda noche es favorable para las observaciones (se necesitará que el cenit local esté completamente despejado) y que estas deben extenderse a un mínimo de dos noches.

XI.8.16.3 En cada periodo de mediciones se deberán observar no menos de ocho pares de estrellas, tomando en cuenta que al final y después de los rechazos deberán quedar un mínimo de 24 pares aceptados para primer orden y 18 para segundo orden, clase I. Lo normal es que para satisfacer este requisito se deban observar hasta 28 y 32 pares.

XI.8.16.4 En el caso de condiciones ambientales adversas tales que las noches favorables para observar sean escasas, se podrán terminar las observaciones en una sola noche, si estas se separan en dos grupos, aproximadamente iguales, con un intervalo de por lo menos cuatro horas entre las observaciones de cada grupo.

XI.8.16.5 Las observaciones se harán utilizando básicamente el micrómetro del instrumento para la medida de la diferencia en distancias cenitales de los pares de estrellas.

XI.8.16.6 Se deberán usar estrellas con una magnitud comprendida dentro de 3.0 y 7.0 y cuya distancia cenital no sea mayor que  $30^\circ$ , compatible con una declinación variable entre  $30^\circ + \delta$  y  $30^\circ - \delta$ , en donde  $\delta$  es la latitud del lugar.

XI.8.16.7 La diferencia en tiempo entre pares de estrellas consecutivas deberá ser no menor que 2 minutos.

XI.8.16.8 La diferencia entre las distancias cenitales de cada par de estrellas, deberá estar dentro del rango de lecturas del micrómetro y no ser mayor que 25 minutos de arco, ni menor que  $0.5''$ .

XI.8.16.9 La diferencia entre los tiempos de culminación de las dos estrellas de un par no deberá ser menor que un minuto, ni mayor que diez segundos.

XI.8.16.10 No se deberán usar estrellas cuyo

error probable en declinación, según el catálogo sea mayor que  $0.4''$ .

XI.8.16.11 Los cálculos de campo de las observaciones deberán hacerse a la mayor brevedad. Todo valor individual calculado que tenga una diferencia mayor que  $\pm 3.0''$  con respecto al promedio deberá rechazarse. Con los valores que queden se deberá calcular el error probable y multiplicarlo por 3.5 para hacer una segunda prueba. Se deberá rechazar cualquier valor individual que tenga un residuo superior a la cifra calculada.

XI.8.16.12 Después de las pruebas el promedio final de la latitud calculada, deberá tener un error medio cuadrático no mayor que  $0.15''$  para latitudes de primer orden, o que  $0.45''$  para latitudes de segundo orden, clase I. Para los demás órdenes de exactitud, en los que se han utilizado otros métodos, el límite es de  $0.75''$ .

XI.8.16.13 El principio del método de Sterneck es el mismo que el de Horrebow, Talcott con algunas pequeñas diferencias. Si se opta por el se deberá preparar una lista de observación constituida por 3 grupos de 8 a 10 estrellas en cada uno, de las cuales la mitad debe culminar al norte y la otra mitad al sur del cenit.

XI.8.16.14 Para este mismo método, la diferencia entre la suma de las distancias cenitales de las estrellas que culminan al norte y de las estrellas que culminan al sur, no deberá ser mayor que  $10''$ .

XI.8.16.15 Las observaciones del método Sterneck deberán realizarse en dos o más noches, con un mínimo de tres grupos aceptables en cada una de ellas.

XI.8.17 Observaciones de longitud. Para las observaciones de longitud astronómica se utilizará el método de Mayer en determinaciones de primero y segundo orden, clase I. Para las siguientes órdenes y clases, se podrá optar por el método de observación de distancias cenitales iguales en cualquier meridiano, o cerca del primer vertical, por el método de pasos meridianos, o por el de ángulos horizontales. La selección de uno cualquiera de ellos dependerá de las exactitudes requeridas.

XI.8.17.1 Las observaciones de longitud astronómica se deberán hacer con instrumentos y equipo de las mismas características de los empleados para el caso de latitud.

XI.8.17.2 Las observaciones de longitud para primer orden deberán consistir básicamente en observar la hora de paso de una serie de estrellas por el meridiano local. Con el teodolito debidamente orientado, se deberá registrar la hora de los tránsitos estelares con culminaciones al norte y sur del cenit, alternando las posiciones del telescopio.

XI.8.17.3 Los tiempos se deberán registrar en el cronógrafo con una aproximación de  $0.01$  de segundo, haciendo varias determinaciones antes de la culminación, en el momento del tránsito, y después del paso.

XI.8.17.4 Se deberá preparar una lista de observación que contenga un número suficiente de estrellas para varias noches de observación, pre-



viendo que no toda noche es favorable para las observaciones y que éstas deben extenderse a un mínimo de dos noches.

XI.8.17.5 En cada noche se deberán observar de tres a cuatro series de estrellas de seis estrellas cada una, de modo que al final se cuente con una determinación de longitud compuesta de seis a ocho series de observaciones.

XI.8.17.6 Cada serie deberá contener un número aproximadamente igual de estrellas que estén al norte y sur del cenit, de modo que la diferencia sea en no más de una estrella.

XI.8.17.7 Después de las observaciones y en función de los rechazos probables, no se aceptará ninguna serie que contenga menos de cinco estrellas aceptables dentro de la serie, sujetas a los requisitos de balance indicados en el punto anterior.

XI.8.17.8 No se deberán utilizar estrellas cuya magnitud sea superior a 2.5, ni menor que 6.0, ni aquellas en que el factor azimutal "A" sea superior a 0.75.

XI.8.17.9 Después de los rechazos que puedan ocurrir, la suma algebraica de los factores azimutales dentro de una serie no deberá ser mayor que la unidad y preferiblemente deberá estar cerca de cero.

XI.8.17.10 Se deberán hacer comparaciones radio-cronométricas antes y después de cada serie. Si durante la observación de una serie se prevé que pasará una hora antes de terminarla, se deberá hacer una comparación de tiempo dentro de la serie.

XI.8.17.11 Los cálculos de las observaciones deberán hacerse a la mayor brevedad en el campo. Se rechazará cualquier estrella dentro de una serie si su residuo con respecto al promedio de la serie es igual o mayor que  $0''.2$  multiplicado por la secante de la declinación de la estrella.

XI.8.17.12 Se rechazará cualquier serie que muestre desacuerdo con lo especificado en los puntos XI.8.17.6 a XI.8.17.9, y si los cálculos demuestran una desviación de más de  $3.0''$  en la orientación del instrumento con respecto al meridiano.

XI.8.17.13 Después de satisfechas todas las pruebas, el error medio cuadrático del promedio para una determinación de longitud astronómica de primer orden, no deberá ser mayor que  $0.15''$  multiplicado por la secante de la latitud del lugar.

XI.8.17.14 En el caso de longitudes astronómicas de segundo orden, clase I, los requisitos son prácticamente los mismos que para primer orden, excepto por las siguientes modificaciones.

XI.8.17.15 Se deberán observar cuatro series de estrellas en una misma noche, o en su defecto, en dos noches.

XI.8.17.16 Las desviaciones de las observaciones a estrellas con respecto al promedio de la serie a la cual pertenecen, no deberán ser mayores que  $0.35''$ .

XI.8.17.17 Se rechazará cualquier serie cuyo residuo del promedio con respecto al promedio

de las series exceda de 5 veces el error probable de la serie.

XI.8.17.18 Después de satisfechas todas las pruebas, el error medio cuadrático del promedio para determinaciones de longitud astronómica de segundo orden, clase I, no deberá ser superior a  $0.45''$  multiplicado por la secante de la latitud del lugar.

XI.8.17.19 Cuando se usen instrumentos del tipo de astrolabio de péndulo, se deberá prestar la debida atención a verificar la condición de los soportes del péndulo, a fin de asegurar que este quede exactamente alineado con la vertical mientras se hacen las observaciones. Debido a que el uso de astrolabios no es muy extensivo, no se darán más especificaciones en este documento en relación con dicho instrumento y con el sistema de medida, las que en todo caso podrán ser consultadas en los manuales respectivos de otras organizaciones. Solamente cabe hacer la observación de que con este tipo de instrumento es posible obtener simultáneamente la latitud y longitud astronómicas.

XI.8.17.20 Para los demás órdenes y clases de exactitud, con observaciones del tipo indicado en el punto XI.8.17, el error medio cuadrático del promedio, no deberá ser mayor que  $0.75''$  multiplicado por la secante de la latitud del lugar.

XI.8.17.21 Como parte de las observaciones se deberán hacer medidas de temperatura y presión, con el propósito de aplicar las correcciones pertinentes cuando se observen ángulos verticales.

## XII. MEDIDA DE DIFERENCIAS DE ELEVACION

Esta clase de medidas se hará fundamentalmente en conexión con levantamientos geodésicos verticales y su propósito consiste en determinar la distancia vertical existente entre puntos del terreno y un cierto Dátum o nivel de referencia, que normalmente es el nivel medio del mar, obtenido como se indica en el punto 1.7 de estas normas.

XII.1 se define como nivel medio del mar en un sitio dado al promedio aritmético de las alturas horarias de la marea, obtenido del registro de un graficador continuo (mareógrafo) diseñado para tal propósito, que ha operado durante un periodo que según las necesidades varía desde un mínimo de seis meses, hasta el término completo de Saros (19 años aproximadamente).

XII.2 La determinación de elevaciones de puntos deberá estar necesariamente asociada con la medida de diferencias de elevación y deberá asimismo existir la liga correspondiente con el Dátum vertical del caso, ya sea directamente, o por conexión con puntos de elevación previamente determinados.

XII.3 Para la medida de diferencias de elevación entre puntos se utilizará el método de nivelación directa, geométrica o diferencial, o el método de nivelación trigonométrica, de acuerdo con el propósito de la medida, según se indica en los puntos siguientes.

XII.4 Se utilizará la nivelación geométrica para levantamientos geodésicos verticales que

requieran de una alta exactitud en conexión con el establecimiento y densificación de la Red Geodésica Vertical y para los propósitos especiales que se indican en la parte de este documento que se refiere a los órdenes de exactitud en dichos levantamientos.

XII.5 El uso de nivelación trigonométrica se deberá restringir a trabajos que no requieran de los niveles de exactitud que se pueden lograr con la nivelación directa y estarán mayormente asociados con la determinación de elevaciones de puntos de la Red Geodésica horizontal y para la reducción a la superficie de cálculo de distancias medidas con distancímetros electrónicos.

XII.6 Toda elevación trigonométrica deberá estar ligada a valores de nivelación directa, para lo cual deberán hacerse las ligas conforme a lo que se especifica en este documento.

XII.7 En el caso de nivelación diferencial se deberán utilizar instrumentos del tipo de nivel montado, automático, basculante o de burbuja, con micrómetro de placas plano-paralelas, cuyas características sean las indicadas en el punto V.2.

XII.8 Para la nivelación trigonométrica, los instrumentos por utilizar deberán ser los mismos teodolitos que se especificaron en el punto IX.1 de estas normas.

XII.9 Las miras que se ocupen en conexión con nivelación directa serán de tipo de precisión, con cinta invar, doble graduación y nivel integrado, excepto en el caso del orden menor de exactitud, para el que podrán usarse miras geodésicas de uso común. Las miras deberán apoyarse durante las medidas sobre plataformas metálicas pesadas (sapos o tortugas) que se hagan descansar firmemente sobre el terreno, excepto cuando se coloquen sobre la placa de la marca (Banco de Nivel).

XII.10 Se deberá controlar el error de colimación de los instrumentos que se usen para nivelación directa de primer orden, haciendo diariamente, previo al trabajo de observación, las comprobaciones del caso para determinar el valor de C, el cual no deberá exceder de 0.01. Si este es el caso, el instrumento deberá ser corregido en el sitio.

XII.11 Se deberá determinar, por procedimientos corrientes de campo y con una periodicidad mínima de seis meses, el valor de la constante sistemática de los instrumentos de nivelación directa, la cual deberá utilizarse para llevar el control en el balance de vistas.

XII.12 El transporte, cuidado, operación y mantenimiento de estos mismos instrumentos se deberá hacer de acuerdo con las normas indicadas por el fabricante. Cualquier verificación de campo que acusé resultados insatisfactorios y no pueda ser corregida en el sitio, causará retiro del instrumento y su envío a quien corresponda para los efectos del caso.

XII.13 Las miras que se utilicen para nivelaciones de primer orden deberán estar apropiadamente calibradas, con una frecuencia no mayor de un año y sujetarse a las verificaciones de verticalidad, antes de principiar los trabajos, cada

seis meses y siempre que se sospeche que ha ocurrido algún cambio. Los niveles de las miras deberán igualmente verificarse, antes de iniciar los trabajos y posteriormente, cada quince días por lo menos.

XII.14 Para las observaciones de nivelación directa, el instrumento deberá estar debidamente protegido, especialmente de los rayos del sol, mediante una sombrilla. Las observaciones se harán durante el día, cubriendo diariamente secciones completas, de ida y vuelta (excepto en el caso de los órdenes de exactitud más bajos, para los que la nivelación puede ser solamente de ida).

XII.15 Para los efectos del punto anterior, se considera como sección el espacio comprendido entre dos bancos de nivel consecutivos.

XII.16 Las observaciones se harán por el sistema general de vistas atrás — vistas adelante alternadas, haciendo las lecturas del caso y las respectivas comprobaciones. No se admitirán lecturas por debajo de los primeros 50 cm de la escala de las miras.

XII.17 Se deberán efectuar las ligas del caso al principio y al final de cada nivelación mediante recuperación de por lo menos dos marcas pertenecientes a nivelaciones de igual o mayor orden de exactitud, de modo que se compruebe que se ha conservado la estabilidad de los monumentos.

XII.18 En relación con el punto anterior, la norma de comprobación es que se deberá obtener una discrepancia no mayor que la tolerancia especificada para el orden de exactitud de la nivelación que se este efectuando.

XII.19 De no lograrse el acuerdo deseado, se deberá continuar la comprobación hasta que se pueda asegurar la existencia de un banco de nivel no perturbado, con el cual pueda hacerse la liga del caso.

XII.20 Por lo que respecta a la utilización y cuidado de los teodolitos empleados para nivelación trigonométrica, se deberán observar los lineamientos indicados en los puntos IX.2 a IX.5 de estas normas.

XII.21 Las observaciones de ángulos verticales en conexión con nivelación trigonométrica se harán por el método de dobles distancias cenitales cuando se usen instrumentos con el origen en la dirección vertical, o midiendo ángulos de depresión o elevación cuando el origen de lecturas esté en el plano horizontal.

XII.22 Las observaciones de ángulos verticales deberán ser recíprocas, y simultáneas en la medida de lo posible, y podrán ser diurnas o nocturnas dependiendo de las condiciones ambientales prevalecientes en la zona de trabajo. Normalmente estas observaciones están asociadas con las de ángulos horizontales, debiendo ejecutarse junto con éstas para aprovechar la disponibilidad del instrumento.

XII.23 En cada punto deberá tomarse por lo menos un juego aceptable de ángulos verticales, consistente cada juego de tres a cuatro o más determinaciones, dependiendo del orden de exactitud del levantamiento, siendo cada determinación del resultado de tomar dos punterías, una

con el instrumento en posición directa y la otra en la posición invertida del mismo. Entre puntería y puntería, se deberá invertir el instrumento.

XII.24 En cada punto de nivelación trigonométrica deberán medirse tanto las alturas del instrumento como de las señales empleadas, con referencia a la parte superior de los respectivos monumentos.

XII.25 En el caso de medidas de ángulos verticales que habrán de usarse para reducción de distancias medidas con distanciómetros electrónicos y cuando la relación entre la diferencia de elevación entre los extremos y la correspondiente distancia sea mayor que 0.025, se deberá aumentar al doble el número de juegos de ángulos verticales, y en uno el número de determinaciones en cada juego.

XII.26 De las observaciones que se hagan para cualquier tipo de nivelación, se deberá llevar un registro completo y ordenado en libretas de campo apropiadas para cada caso, debiendo observarse las indicaciones expresadas en el punto IX.10 de estas normas.

### XIII LEVANTAMIENTOS GEODESICOS VERTICALES

Se define como Levantamiento Geodésico Vertical al conjunto de procedimientos y operaciones de campo y gabinete destinados a determinar la elevación de puntos sobre el terreno, convenientemente elegidos y demarcados, con referencia a un determinado Nivel Medio del Mar.

XIII.1 Para los levantamientos geodésicos verticales se podrá utilizar el método de nivelación directa, geométrica o diferencial, o el método de nivelación trigonométrica. La selección de uno, cualquiera de ellos, deberá estar ligado a consideraciones relacionadas con el propósito, utilidad de levantamiento y capacidad relativa para producir los resultados esperados, los que deben formar parte de los criterios contemplados en el pre-análisis y diseño del anteproyecto.

XIII.1.1 La nivelación directa constituye el método clásico utilizado para el desarrollo de los levantamientos geodésicos verticales, mediante un procedimiento que determina directamente la diferencia de altura entre puntos vecinos, por la medida de la distancia vertical existente entre dichos puntos y un plano horizontal local definido a la altura del instrumento que se utilice para hacer dicha medida.

XIII.1.2 La nivelación trigonométrica sigue en orden de importancia a la anterior y consiste en la determinación indirecta de diferencia de alturas entre puntos vecinos mediante la medida de la distancia existente entre ambos y del ángulo vertical que contiene a dicha línea, con respecto al plano horizontal local de cualquiera de los puntos. Por su naturaleza indirecta y por estar más afectado por errores sistemáticos que en el caso de nivelación directa, el método trigonométrico es menos preciso y produce resultados menos exactos.

XIII.2 Con propósitos de clasificación de los

levantamientos geodésicos verticales, se establecen los siguientes órdenes y clases de exactitud, limitados a la nivelación diferencial y asociados con los valores de dicha exactitud que es posible obtener entre puntos ligados directamente, con un nivel de confianza del 95% y en tanto se observen las normas del caso, el indicador para cada orden y clase se da en función de la tolerancia para el error de cierre altimétrico de las nivelaciones desarrolladas en líneas o circuitos cerrados, con secciones corridas ida y vuelta.

Orden	Clase	Exactitud (MM)
Primero	I	$4\sqrt{K}$
Primero	II	$5\sqrt{K}$
Segundo	I	$6\sqrt{K}$
Segundo	II	$8\sqrt{K}$
Tercero	Unica	$12\sqrt{K}$

En estas expresiones, K es la distancia de desarrollo de la nivelación en un solo sentido, entre puntos de elevación conocida, expresada en kilómetros.

#### XIII.2.1 Primer orden, clases I y II

Los levantamientos geodésicos verticales que se hagan dentro de este orden deberán destinarse al establecimiento de la red geodésica vertical primaria o fundamental del país y en áreas metropolitanas, a proyectos de ingeniería extensivos e importantes, a la investigación regional de movimientos de la corteza terrestre y a la determinación de valores geopotenciales.

#### XIII.2.2 Segundo orden, clase I

Deberá tener aplicación en el establecimiento de la red geodésica vertical secundaria a modo de densificación, inclusive en áreas metropolitanas, para el desarrollo de grandes proyectos de ingeniería, en investigaciones de subsidencia del suelo y de movimientos de la corteza terrestre, y para apoyo de levantamientos de menor orden.

#### XIII.2.3 Segundo orden, clase II

Deberá aplicarse a la densificación de las redes primaria y secundaria y ajustarse junto con ellas, para apoyo de proyectos locales de ingeniería, en cartografía topográfica, como apoyo de levantamientos locales y en estudios de asentamientos rápidos del suelo.

#### XIII.2.4 Tercer orden

Se deberá aplicar al apoyo de levantamientos locales, subdivisión de circuitos de mayor orden de exactitud, proyectos de ingeniería pequeños, cartografía topográfica de escalas pequeñas, estudios de drenaje y establecimiento de pendientes en áreas montañosas.

XIII.3 Las líneas que conformen la red geodésica vertical deberán proyectarse en todos los casos como circuitos cerrados o de modo que principien y terminen en bancos de nivel perte-

necientes a nivelaciones de orden de exactitud igual o mayor que el de la nivelación objeto del levantamiento.

XIII.4 El espaciamiento entre líneas de primer orden deberá estar comprendido entre 100 y 300 Km. para clase I, y entre 50 y 100 Km. para clase II. Para el caso de nivelaciones de este orden en áreas metropolitanas, la separación entre líneas será de 2 a 8 Km. y de acuerdo con las necesidades en nivelaciones de propósitos específicos.

XIII.5 Para nivelaciones de segundo orden, clase I, la separación entre líneas deberá estar comprendida entre 20 y 50 Km. ser de 0.5 a 1.0 Km. en áreas urbanas, y de acuerdo con las necesidades para nivelaciones de propósitos específicos.

XIII.6 La distancia entre líneas de nivelación de segundo orden, clase II, deberá estar comprendida entre 10 y 25 Km. y según las necesidades en el caso de nivelaciones de finalidad particular.

XIII.7 En el caso de nivelaciones de tercer orden, el espaciamiento entre líneas se definirá de acuerdo con el propósito y necesidades de proyecto.

XIII.8 Las líneas de nivelación estarán representadas físicamente por una serie de bancos de nivel establecidos a lo largo de vías de comunicación, en sitios en que el riesgo de pérdida o destrucción sean mínimos, con un espaciamiento variable entre uno y tres kilómetros, procurando, en el caso de primero y segundo orden, clase I, que el promedio sea de 1.5 Km. y que el espaciamiento no sea mayor que 2 kilómetros.

XIII.9 De acuerdo con el punto anterior, la longitud promedio de las secciones no deberá ser mayor que 2 kilómetros, en el caso de nivelaciones de primero y segundo orden, clase I y de 3 kilómetros para nivelaciones de tercer orden cuando se corran en un solo sentido. Si estas últimas se corren en ambos sentidos, ida y vuelta, se deberá reducir el espaciamiento entre bancos para que la longitud de la sección sea de 3 kilómetros en promedio.

XIII.10 Con el propósito de reducir la ocurrencia de errores sistemáticos, se deberá limitar la longitud de las visuales y mantener un adecuado balance de las mismas. En la Tabla (XIII.1) se dan las especificaciones del caso.

CONCEPTO	ORDEN DE LA NIVELACION				
	1° CI	1° CII	2° CI	2° CII	3°
LONGITUD MÁXIMA DE VISUALES	50	60	60	70	90
MÁXIMA DIFERENCIA ENTRE LA DISTANCIA DE VISUALES, POR PUESTA DE APARATO	2	5	5	10	10
VALOR ACUMULATIVO DE LA MÁXIMA DIFERENCIA, POR SECCIÓN.	4	10	10	10	10

TABLA XIII.1.—Especificaciones para distancia de visuales y balance de las mismas en nivelación (valores en metros).

XIII.11 Para el control de los valores indicados en la tabla anterior, se deberá hacer uso de la constante estadimétrica del instrumento y de las lecturas de los hilos de estadia, en el caso de primero y segundo orden.

XIII.12 En primer orden, la longitud de la línea por nivelar entre puntos de elevación conocida, no deberá ser mayor que 300 Km. para clase I y de 100 Km. para clase II.

XIII.13 En el caso de segundo orden, clase I, esta distancia no deberá ser mayor que 50 Km.

XIII.14 Para nivelaciones de segundo orden, clase II, la máxima distancia entre puntos de elevación conocida será de 50 Km. en corridas dobles, y de 25 Km. en corridas sencillas, ex-

cepto cuando la zona de trabajo no haya sido cubierta totalmente por nivelaciones de primer orden. En tal caso, se podrá aumentar la longitud hasta 100 Km. cuando la corrida sea doble.

XIII.15 En tercer orden, la longitud de la línea por nivelar entre puntos de elevación conocida, no deberá ser mayor que 25 Km. en corridas dobles y de no más de 10 Km. en corridas sencillas, excepto cuando se encuentre una situación como la descrita en el punto anterior, en cuyo caso la distancia para corridas dobles podrá incrementarse a 50 Km.

XIII.16 A medida que avancen las nivelaciones, se deberán ir haciendo las comprobaciones de los cierres de secciones, de acuerdo con las especificaciones que se indican en la Tabla (XIII.2), aplicables a corridas dobles en direcciones opuestas.

ORDEN DE LA NIVELACIÓN	TOLERANCIA PARA CIERRE DE SECCIONES CORRIDAS EN AMBOS SENTIDOS (EN MM)
PRIMERO, CLASE I	$3 \sqrt{K}$
PRIMERO, CLASE II	$4 \sqrt{K}$
SEGUNDO, CLASE I	$6 \sqrt{K}$
SEGUNDO, CLASE II	$8 \sqrt{K}$
TERCERO	$12 \sqrt{K}$

TABLA XIII.2.—Especificaciones para la tolerancia en la diferencia de las corridas ida y vuelta de secciones. K es la distancia de secciones en km.

XIII.17 Otras especificaciones relacionadas con la nivelación directa y las más significativas de la nivelación trigonométrica, se encuentran expuestas en el capítulo XII de estas normas, en relación con la medida de diferencias de elevación.

#### XIV LEVANTAMIENTOS GRAVIMÉTRICOS

Los levantamientos gravimétricos se harán con el propósito de estructurar la Red Gravimétrica Nacional, para efectos de conocimiento del campo de gravedad terrestre y proporcionar información de apoyo a los levantamientos horizontales y verticales, en conexión con estudios de geodesia dinámica y de su relación con los parámetros de posición. Básicamente, deberá orientarse a la determinación de alturas ortométricas, conocer los valores de la desviación de la vertical y de las alturas geoidales; independientemente de otros usos geodésicos o geofísicos que se les pueda dar.

XIV.1 Los levantamientos gravimétricos pueden ser absolutos o relativos. Los primeros comprenden la medida directa del valor de la gravedad en un punto dado mediante la utilización de péndulos u otros sistemas. En atención a que en geodesia es más práctica y precisa la determinación de diferencias de gravedad entre puntos y a que mediante ligas apropiadas se pueden conocer los valores absolutos (método relativo), las normas que en esta parte se indiquen se referirán solamente a las medidas relativas de la gravedad.

XIV.2 Todo levantamiento gravimétrico deberá estar referido a la red de control indicada en el punto I.8 de estas normas.

XIV.3 La Red Gravimétrica Nacional estará integrada por:

A) La red básica de primer orden, la cual comprende las estaciones fundamentales de la IGSN-71; las estaciones de base de referencia y auxiliares, y las líneas de calibración.

B) Las estaciones de segundo orden, pertenecientes a levantamientos regionales; y

C) Las estaciones de densificación, de tercer orden.

XIV.4 Las estaciones de base gravimétricas fundamentales deberán ser puntos permanentes sobre el terreno, previamente seleccionados y debidamente monumentados, en los que se determine el valor absoluto de la gravedad mediante mediciones relativas múltiples y de alta precisión enlazadas a la red gravimétrica nacional de la IGSN-71.

XIV.5 Las estaciones de base gravimétricas de referencia deberán ser puntos permanentes sobre el terreno, debidamente monumentados, seleccionados con un criterio de cobertura regional, para apoyo de levantamientos gravimétricos regionales o de densificación de cobertura, en los que se determine el valor absoluto de la gravedad mediante mediciones relativas ligadas a estaciones de base gravimétrica fundamentales.

XIV.6 Las estaciones de base, fundamentales y de referencia, deberán establecerse preferiblemente en ciudades y en todo caso en sitios que aseguren su permanencia en el tiempo. Cada una de estas estaciones deberá contar, por lo menos con dos estaciones auxiliares en su vecindad, establecidas con las mismas características y con propósitos de recuperación del valor de la gravedad en caso de pérdida o destrucción de las estaciones básicas o de referencia.

XIV.7 Las líneas de calibración tendrán el propósito de servir como patrón para calibrar los instrumentos empleados en las medidas. Se deberán establecer con un criterio de cobertura en latitud geográfica a lo largo de líneas, en sitios que permitan un rápido acceso y facilidad para hacer las medidas, sobre marcas de estación permanentes de las mismas características indicadas en los puntos anteriores.

XIV.8 Las estaciones que integren una línea de calibración deberán estar debidamente ligadas a estaciones de base fundamentales y las medidas que sobre ellas se hagan deberán ejecutarse con una precisión tal que al final se tenga una exactitud no menor que 0.05 mgal.

XIV.9 Para efectos de calibración de instrumentos se podrán utilizar las líneas ya existentes en el país, particularmente la Línea de Calibración que de norte a sur y pasando por México cubre el Continente Americano.

XIV.10 Todo instrumento que se destine a levantamientos gravimétricos de propósitos geodésicos deberá calibrarse previamente por comparación con una línea anteriormente establecida para tal efecto, de modo que la comparación se haga entre puntos cuyo rango en gravedad sea mayor que el rango esperado de operación del instrumento. Para efectos prácticos, se recomienda que la calibración se haga con un criterio de cubrimiento nacional.

XIV.11 Los levantamientos gravimétricos regionales se harán con apoyo en las estaciones que conforman la Red Gravimétrica Nacional, a lo largo de líneas que principien y terminen en estaciones diferentes, o en forma de circuitos cerrados.

XIV.12 Las estaciones de liga se deberán recuperar apropiadamente.

XIV.13 Todo punto o estación que forme parte de un levantamiento gravimétrico deberá contar con valores conocidos de posición geográfica y elevación.

XIV.14 La latitud geográfica deberá poder ser conocida con una exactitud de por lo menos 0.1 minuto de arco; en tanto que la elevación requiere de una exactitud no menor que 3 metros, ambas compatibles con una exactitud de 1 mgal en gravedad. La posición geográfica se empleará para efectos de ubicación gráfica.

XIV.15 La latitud se deberá utilizar para el cálculo de la gravedad teórica, dada por la expresión de la Unión Geodésica y Geofísica Internacional (1967):

$$G_T = 978.031 (1 + 0.0053024 \sin^2 \theta - 0.000059 \sin^2 2\theta) \text{ gals.}$$

En la que  $G_T$  es la gravedad teórica y  $\theta$  es la latitud del punto considerado.

XIV.16 La elevación se utilizará fundamentalmente para el cálculo de las correcciones al aire libre y de Bouguer.

XIV.17 Para efectos prácticos, los puntos que pertenezcan a levantamientos gravimétricos regionales podrán ser los mismos que conforman las redes geodésicas vertical y horizontal, que cumplan con lo expresado en el punto XIV.13 anterior. La latitud de bancos de nivel podrá extraerse de mapas con escalas de 1:100,000 o mayores en que dichos bancos estén marcados.

XIV.18 Los instrumentos que se empleen para los levantamientos serán del tipo de gravímetro diseñado para la medida de diferencias de gravedad, con un margen de operación mínimo que permita cubrir todo el territorio nacional y con una precisión de lectura de 0.1 a 0.01 mgal.

XIV.19 El transporte, cuidado, operación y mantenimiento de los gravímetros se deberá llevar a cabo observando estrictamente las especificaciones del fabricante al respecto. Lo mismo es aplicable al caso de los accesorios, cuando éstos forman parte del instrumental.

XIV.20 Las estaciones que conforman la Red Gravimétrica Nacional deberán medirse con una precisión tal que se asegure una exactitud de 0.05 mgal con respecto a las estaciones que se utilicen para enlace.

XIV.21 Los levantamientos gravimétricos regionales deberán medirse con una precisión tal que permita llegar a una exactitud de 0.3 mgal con respecto a la red básica.

XIV.22 En las operaciones de medida se deberá llevar un estricto control de la deriva estática de los gravímetros, limitando la extensión y tiempo empleados de modo que sea posible mantener la deriva dentro de una variación lineal razonable.

XIV.23 Las lecturas se efectuarán de acuerdo con los procedimientos indicados por el fabricante; realizando las pruebas de funcionamiento que se especifiquen y los ajustes permitidos en campo. Cualquier evidencia de mal funcionamiento que no pueda ser corregido en campo, causará retiro del instrumento, y su remisión a quien corresponda para los efectos del caso.

XIV.24 En toda operación que involucre enlaces de la Red Gravimétrica Básica, se deberá seguir una secuencia de observación a lo largo de líneas recorridas en ambos sentidos, de modo que cada punto sea observado dos veces simultáneamente con gravímetros diferentes y que la diferencia de gravedad observada en cualquier punto no sea mayor que 0.05 mgal después de aplicar las correcciones por deriva y marea terrestre.

XIV.25 En los casos de operaciones en que por razones de transporte u otras causas sea necesario esperar por términos de tiempo mayores que una hora, se deberán hacer lecturas de la deriva estática.

XIV.26 En adición a las lecturas propias del gravímetro, se deberá llevar un registro del tiempo de observación, ya sea en términos del tiempo Civil de Greenwich o Tiempo Local.

XIV.27 Las operaciones que envuelvan el establecimiento de estaciones de base gravimétricas de referencia se harán en forma de circuito cerrado que comprendan un mínimo de cuatro estaciones cada vez, observadas en un término no mayor que 24 horas para gravímetros cuya precisión de lectura sea de 0.01 mgal.

XIV.28 Los levantamientos regionales apoyados en la Red Básica se harán con los requisitos de ubicación y densidad de puntos determinados por el proyecto, de acuerdo con las necesidades específicas, para lo cual deberá hacerse la máxima utilización posible de la existencia de las Redes Geodésicas Vertical y Horizontal, preferiblemente la primera.

XIV.29 Las observaciones asociadas con los levantamientos anteriores, deberán hacerse de modo que comprendan líneas o circuitos en los que se hagan por lo menos tres reobservaciones en estaciones de la red básica, en áreas de alta densidad de estaciones y con buenas vías de comunicación, o por lo menos una de éstas en áreas aisladas o de baja densidad de cubrimiento.

XIV.30 Las líneas o circuitos a que hace referencia el punto anterior deberán observarse completamente en el mínimo de tiempo posible y nunca en más de 72 horas, para gravímetros con precisión de lectura de 0.01 mgal.

XIV.31 Los circuitos regionales deberán ligarse entre sí, haciendo observaciones por lo menos en una estación de un circuito vecino previamente establecido.

XIV.32 La observación diaria de circuitos se deberá programar de modo que la estación de partida y por lo menos uno de cada cuatro puntos intermedios sean observados dos veces, en oportunidades diferentes, por ejemplo:

A → 1 → 2 → 3 → 4 → 2 → A

XIV.33 En el caso de líneas cuyos extremos sean estaciones diferentes el criterio es semejante, exceptuando a la estación de partida, por ejemplo:

A → 1 → 2 → 3 → 4 → 2 → B

XIV.34 Se deberá tener especial cuidado en el transporte del gravímetro y con toda circuns-

lancia, tal como golpes o vibraciones que puedan provocar la ocurrencia de saltos o cambios en el índice de lectura. De sospecharse o conocerse esta situación, se deberá volver a observar la última estación o punto visitado a fin de determinar la magnitud del salto o hacer los ajustes complementarios que correspondan.

XIV.35 De las observaciones que se hagan en conexión con levantamientos gravimétricos deberá llevarse un registro completo y ordenado en libretas de campo apropiadas, siguiendo las normas generales indicadas en el punto IX.10 de este documento.

Sufragio Efectivo. No Reelección.  
México, D. F., a 19 de marzo de 1985.—El Director General de Geografía, Néstor Duch Gary.—Rúbrica.

## SECRETARIA DE ENERGIA, MINAS E INDUSTRIA PARAESTATAL

Acuerdo por el que se cambia de clasificación la zona denominada Alicia, comprendida en los Municipios de Concepción del Oro, Zac. y Gómez Farías, Coah.

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.—Presidencia de la República.

ACUERDO por el que se cambia de clasificación la zona denominada "ALICIA", comprendida en los Municipios de Concepción del Oro, Estado de Zacatecas y Gómez Farías, Estado de Coahuila, incorporada a las reservas mineras nacionales por toda sustancia, del grupo constituido por sustancias que sólo el Estado puede explotar, al grupo constituido por sustancias que podrán ser explotadas por entidades paraestatales o particulares, así como se asignan los derechos para su explotación, al Consejo de Recursos Minerales.

MIGUEL DE LA MADRID H., Presidente Constitucional de los Estados Unidos Mexicanos, en uso de las facultades que me confiere el artículo 89 fracción I de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, y con fundamento en las disposiciones contenidas en los artículos 33 de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal, 70, 72, y Décimo Segundo Transitorio de la Ley Reglamentaria del Artículo 27 Constitucional en Materia Minera, 217 de su Reglamento y

### CONSIDERANDO

Que la Secretaría del Patrimonio Nacional por Acuerdo provisional de 29 de abril de 1974, publicado en el Diario Oficial de la Federación del día 13 de mayo del mismo año, incorporó a las reservas mineras nacionales por toda sustancia, la zona denominada "ALICIA" con superficie de 7,000 hectáreas, ubicada en los Municipios de Concepción del Oro, Estado de Zacatecas y Gómez Farías, Estado de Coahuila, incluyéndola al grupo constituido por sustancias que sólo el Estado puede explotar;

Que el Ejecutivo Federal por Acuerdo de 17 de junio de 1974, publicado en el Diario Oficial de la Federación del día 8 de agosto del mismo año, incorporó en forma definitiva a las reservas mineras nacionales por toda sustancia, la zona denominada "ALICIA", en los términos contenidos en el citado Acuerdo provisional de 29 de abril de 1974;

Que la Secretaría de Energía, Minas e Industria Paraestatal, tomando en cuenta la opinión del Consejo de Recursos Minerales, los propósitos del Plan Nacional de Desarrollo 1983-1988 y las estrategias del Programa Nacional de Minería 1984-1988, a fin de incrementar con la participación de los particulares la producción de las sustancias minerales que demanda el sector industrial sustituyendo importaciones, solicitó al Ejecutivo Federal a mi cargo, el cambio de clasificación de la zona denominada "ALICIA", y su asignación al Consejo de Recursos Minerales, por lo que he tenido a bien dictar el siguiente

### ACUERDO

ARTICULO 1o.—Se cambia de clasificación la zona denominada "ALICIA", del grupo constituido por sustancias que sólo el Estado puede explotar al grupo constituido por sustancias que podrán ser explotadas por la Comisión de Fomento Minero y las Empresas de Participación Estatal Mayoritaria mediante asignaciones y por Empresas de Participación Estatal Minoritaria o por particulares, mediante el otorgamiento de concesiones especiales, cuyos datos de localización son los siguientes:

Lote: "ALICIA"

Ubicación: Porción Norte de la Sierra de Rocamonte, Municipios de Concepción del Oro, Zac., y Gómez Farías, Coah.

Punto de Partida: Mojonera limítrofe de los Estados de Coahuila y Zacatecas en su cruce con la carretera federal No. 4 localizada en el puerto de Rocamonte.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: "TOPOGRAFIA MODERNA" DEL 23 AL 28 DE SEPTIEMBRE  
DE 1985, EN MORELIA, MICH.

AREAS BAJO LA CURVA NORMAL ESTANDAR

ING. MARIO REYES IBARRA.

ING. ANTONIO HERNANDEZ N.

SEPTIEMBRE 1985.



Z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
-3.0	0.0013	0.0010	0.0007	0.0005	0.0003	0.0002	0.0002	0.0001	0.0001	0.0000
-2.9	0.0019	0.0018	0.0017	0.0017	0.0016	0.0016	0.0015	0.0015	0.0014	0.0014
-2.8	0.0026	0.0025	0.0024	0.0023	0.0023	0.0022	0.0021	0.0021	0.0020	0.0019
-2.7	0.0035	0.0034	0.0033	0.0032	0.0031	0.0030	0.0029	0.0028	0.0027	0.0026
-2.6	0.0047	0.0045	0.0044	0.0043	0.0041	0.0040	0.0039	0.0038	0.0037	0.0036
-2.5	0.0062	0.0060	0.0059	0.0057	0.0055	0.0054	0.0052	0.0051	0.0049	0.0048
-2.4	0.0082	0.0080	0.0078	0.0075	0.0073	0.0071	0.0069	0.0068	0.0066	0.0064
-2.3	0.0107	0.0104	0.0102	0.0099	0.0096	0.0094	0.0091	0.0089	0.0087	0.0084
-2.2	0.0139	0.0136	0.0132	0.0129	0.0126	0.0122	0.0119	0.0116	0.0113	0.0110
-2.1	0.0179	0.0174	0.0170	0.0166	0.0162	0.0158	0.0154	0.0150	0.0146	0.0143
-2.0	0.0228	0.0222	0.0217	0.0212	0.0207	0.0202	0.0197	0.0192	0.0188	0.0183
-1.9	0.0287	0.0281	0.0274	0.0268	0.0262	0.0256	0.0250	0.0244	0.0238	0.0233
-1.8	0.0359	0.0352	0.0344	0.0336	0.0329	0.0322	0.0314	0.0307	0.0300	0.0294
-1.7	0.0446	0.0436	0.0427	0.0418	0.0409	0.0401	0.0392	0.0384	0.0375	0.0367
-1.6	0.0548	0.0537	0.0526	0.0516	0.0505	0.0495	0.0485	0.0475	0.0465	0.0455
-1.5	0.0668	0.0655	0.0643	0.0630	0.0618	0.0603	0.0594	0.0582	0.0570	0.0559
-1.4	0.0808	0.0793	0.0778	0.0764	0.0749	0.0735	0.0722	0.0708	0.0694	0.0681
-1.3	0.0968	0.0951	0.0934	0.0918	0.0901	0.0885	0.0869	0.0853	0.0838	0.0823
-1.2	0.1151	0.1131	0.1112	0.1093	0.1075	0.1056	0.1038	0.1020	0.1003	0.0985
-1.1	0.1357	0.1335	0.1314	0.1292	0.1271	0.1251	0.1230	0.1210	0.1190	0.1170
-1.0	0.1587	0.1562	0.1539	0.1515	0.1492	0.1469	0.1446	0.1423	0.1401	0.1379
-0.9	0.1841	0.1814	0.1788	0.1762	0.1736	0.1711	0.1685	0.1660	0.1635	0.1611
-0.8	0.2119	0.2090	0.2061	0.2033	0.2005	0.1977	0.1949	0.1922	0.1894	0.1867
-0.7	0.2420	0.2389	0.2358	0.2327	0.2297	0.2266	0.2236	0.2206	0.2177	0.2148
-0.6	0.2743	0.2709	0.2676	0.2643	0.2611	0.2578	0.2546	0.2514	0.2483	0.2451
-0.5	0.3085	0.3050	0.3015	0.2981	0.2946	0.2912	0.2877	0.2843	0.2810	0.2776
-0.4	0.3446	0.3409	0.3372	0.3336	0.3300	0.3264	0.3228	0.3192	0.3156	0.3121
-0.3	0.3821	0.3783	0.3745	0.3707	0.3669	0.3632	0.3594	0.3557	0.3520	0.3483
-0.2	0.4207	0.4168	0.4129	0.4090	0.4052	0.4013	0.3974	0.3936	0.3897	0.3859
-0.1	0.4602	0.4562	0.4522	0.4483	0.4443	0.4404	0.4364	0.4325	0.4286	0.4247
0.0	0.5000	0.4960	0.4920	0.4880	0.4840	0.4801	0.4761	0.4721	0.4681	0.4641

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7703	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8484	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9278	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9354	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9430	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9648	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9700	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9762	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9874	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9990	0.9993	0.9995	0.9997	0.9998	0.9998	0.9999	0.9999	1.0000

2



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: "TOPOGRAFIA MODERNA" DEL 23 AL 28 DE SEPTIEMBRE  
DE 1985, EN MORELIA, MICH.

RESOLUCION, PRECISION Y EXACTITUD .

ING. MARIO REYES IBARRA.

ING. ANTONIO HERNANDEZ N.

SEPTIEMBRE 1985.

RESOLUTION, PRECISION  
AND  
ACCURACY

Frank L. Colley

Traducido por: Ing. Mario A. Reyes Ibarra

Department of the Army, Corps of Engineers  
U. S. Army Topographic Command  
Washington, D. C. 20315



Presented to  
THE INTERNATIONAL SYMPOSIUM  
on  
ELECTROMAGNETIC DISTANCE MEASUREMENT  
and  
ATMOSPHERIC REFRACTION

Boulder, Colorado

23-27 June 1969

## RESOLUCION, PRECISION Y EXACTITUD \*

Frank L. Culley  
U.S. Army Topographic Command  
Washington D.C. 20315

### RESUMEN

Los científicos, ingenieros y geodestas están relacionados con medidas y las usan para derivar conclusiones significativas. Primero, las medidas deben hacerse con cierto grado de refinamiento, siendo la menor apreciación, la resolución. La habilidad para repetir medidas y obtener aproximadamente los mismos valores se llama precisión, evaluada estadísticamente en términos del error probable (o desviación estándar). La exactitud realmente nunca se conoce, pero depende de los estándares de medida, de la precisión en la división de las escalas y la determinación de frecuencias, así como de la repetición de medidas. Se hace énfasis en la aplicación de estos conceptos en Geodesia de Satélites.

---

\* Presentado en el Simposio Internacional de Medidas electromagnéticas de distancias y Refracción Atmosférica, Boulder, Colorado. 23-27 de Junio de 1969.

## RESOLUCION, PRECISION Y EXACTITUD

Desde un punto de vista de matemática pura, al matemático no le interesa la calidad de los datos que se le dan. Asumiendo que la calidad es incuestionable, él llega a las soluciones a través de procesos lógicos deductivos. ¿Qué es ilógico en relación con encontrar la distancia a la luna duplicando la mitad de la distancia supuesta, o encontrando que un hombre pudiera correr alrededor de un cuarto cuadrado a una velocidad tres veces superior a la de la luz para verse desaparecer por la esquina delantera cuando él dá vuelta en la de atrás? El matemático dará la solución sin dudarle; el físico no. El inmediatamente cuestionará la validéz de los datos. ¿Qué tan buena es la suposición de la semi-distancia a la luna? ¿Quién puede correr a tres veces la velocidad de la luz, o cambiar instantáneamente de dirección en una esquina? Para él ésto no tiene sentido.

El científico físico, el ingeniero y el geodesta son realistas en que primero intentan obtener datos válidos midiendo los fenómenos naturales con referencia a algún estándar. Ellos entonces juegan el papel de matemáticos, o proporcionan los datos para llegar a una conclusión.

Fundamentalmente, medimos distancias entre puntos (longitudes), cambios de dirección (ángulos), temperatura, presión, transcurso de -- tiempo, atracción gravitacional entre masas y hasta densidad, que son medidas estáticas; las medidas dinámicas son combinaciones de éstas; por ejemplo, la velocidad involucra longitud, tiempo y dirección, la velocidad angular involucra tiempo y dirección.

La resolución es el grado de refinamiento de los datos observados. En la figura 1, se asume una escala dividida con precisión en unidades y décimos de unidad. Si los datos son longitudes medidas y registradas al décimo más cercano, la resolución es 0.1. El error de lectura no debiera ser mayor de  $\pm 0.05$ . Si el observador puede hacer estimaciones de 0.05, la resolución viene a ser 0.05 y el error de lecturas no mayor que  $\pm 0.025$ .

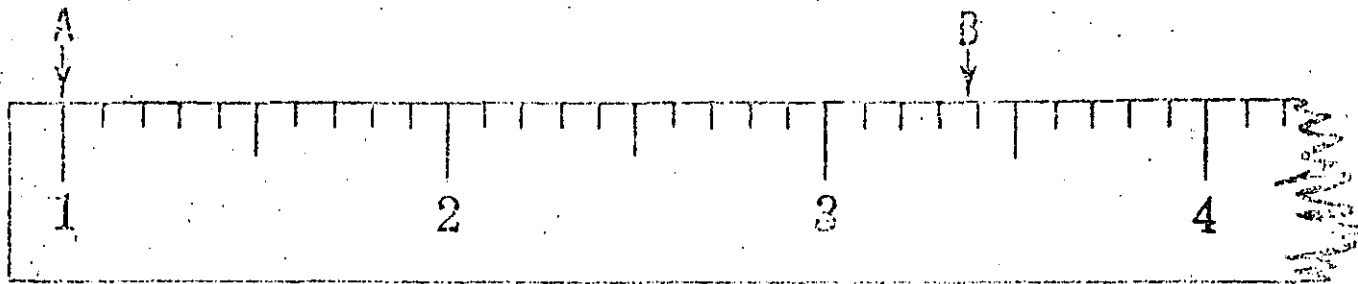


Figura 1.- Lectura: 3.4 , La resolución es 0.1. El error debería ser +0.05

El micrómetro de un teodolito (Fig. 2) puede estar dividido en quintos de segundo de arco. La resolución es 0.2 segundos. Un observador experimentado leerá décimos de segundo, en cuyo caso la resolución puede considerarse de 0.1 segundos.

Las figuras 3, 4 y 5 muestran tres grupos de disparos hechos a una diana, análogos a tres tipos de errores observacionales. La figura 3 indica una calificación pobre. Todos los disparos están dispersos e ilustran grandes errores aleatorios. Esto revela baja precisión y baja exactitud. La figura 4 muestra buena agrupación, pero los disparos están sistemáticamente fuera en dirección y distancia del centro. Esto ilustra una combinación de pequeños errores accidentales (alta precisión) y graves errores sistemáticos o una gran constante de error, o una combinación de ambos. La figura 5 muestra buenos blancos que denotan alta precisión y alta exactitud. Alta precisión puede ser alcanzada con baja exactitud. Para alcanzar alta exactitud, se requiere alta precisión.

Precisión en las medidas es sinónimo de capacidad de repetición. ¿Que tanto pueden concordar las observaciones independientes? Exactitud es el acercamiento de una medida al valor verdadero. Uno puede medir la distancia entre dos puntos con la misma cinta tomando en cuenta la temperatura, el coeficiente térmico de expansión, la elasticidad, la tensión y las correcciones de calibración. Si se es cuidadoso, debiera tener diferencias muy pequeñas en las medidas, pero existe la posibilidad de que dos medidas concuerden exactamente. Se pueden usar una ó mas cintas adicionales para medir la misma distancia. Habrá diferencias en las longitudes y otras características físicas, aunque pequeñas, entre las cintas. Pero las diferencias en las distancias observadas pueden concordar dentro de límites pequeños. La precisión o repetibilidad es alta. ¿Pero como es la exactitud? ¿Como se puede conocer? ¿Qué tan precisas fueron las lecturas de temperatura o de tensión en las cintas? ¿Que propiedades físicas cambiaron desde la calibración? ¿Se torció una cinta?

En 1968 se usaron geodímetros laser en una poligonal precisa de Gaithersburg, Maryland a Uniontown, Pennsylvania. Con la precaución usual de los geodestas, las mismas líneas de la poligonal fueron medidas también con geodímetro 4D, equipado con lámpara de vapor de mercurio, y el confiable modelo II. El objeto era obtener alta precisión, pero la exactitud no puede conocerse.

Un ángulo puede ser medido y remedido en número determinado de veces, puede obtenerse alta precisión pero la exactitud del ángulo simple no es posible conocerla. Se puede detectar la existencia de errores de cierres al horizonte o de cierres de triángulos. La suma de los ángulos de un triángulo debe de ser  $180^\circ$  más el exceso esférico. Cualquier desvia-



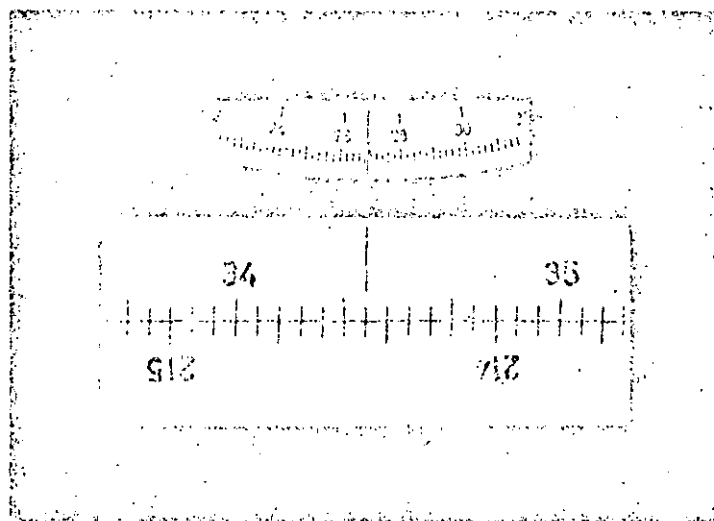


Figura 2. Resolución 0.2 segundos ( $34^{\circ} 25' 26.9''$ )

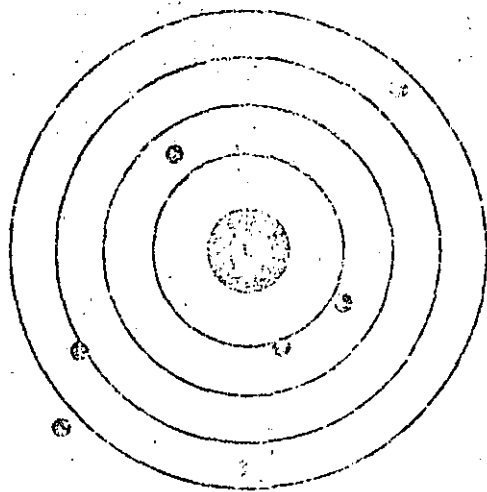


Figura 3. Calificación baja con disparos dispersos.

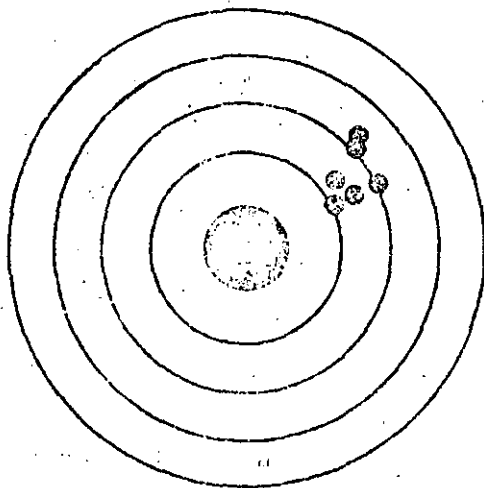


Figura 4. Alta precisión pero baja exactitud.  
Puede hacerse más preciso ajustando  
las punterías.

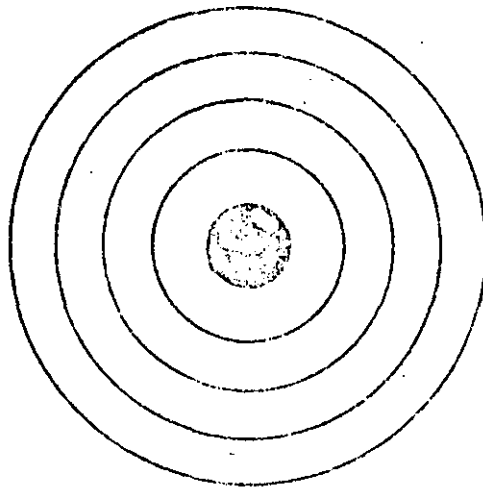


Figura 5. Alta precisión y alta exactitud

ción resulta de la suma algebraica de tres errores, si bi en es posible calcular el error probable de cada ángulo pero no se sabe realmente su dimensión. Aún si el error de cierre es cero, no se asegura que el ángulo medido sea perfecto. Su error puede ser compensatorio.

La resolución de una fotografía tomada con cámara aérea o una cámara balística depende del tamaño de los granos de plata en la emulsión, del grado de perfección en el tallado de las lentes, de sus aberraciones esféricas y cromáticas, de la homogeneidad del negativo, de la relación entre cada punto del negativo y la superficie focal esférica de las lentes y de la sensibilidad de la emulsión. Estas cámaras son calibradas para determinar su poder de resolución y distorsiones geométricas.

No hay oportunidad de elevar la precisión de una fotografía aérea en un levantamiento a través de repeticiones físicas (midiendo más de una vez el mismo fenómeno bajo las mismas circunstancias). La precisión aparece calculando coordenadas de la misma imagen en varias fotografías traslapadas alcanzando una medida de precisión por medio de la redundancia. Cuando se usan las fotografías para compilar mapas y determinar coordenadas fotogramétricamente, el logro de exactitud depende de factores externos a la cámara misma tales como su altura sobre el terreno, exactitud del control terrestre y condiciones atmosféricas o del terreno.

Las cámaras métricas tienen un poder de resolución superior a 40 líneas por milímetro. Con esta resolución se podría registrar un objeto con diámetro de 1.5m de una fotografía escala 1:60 000. Sin embargo, el poder real de resolución depende de la definición y contraste del objeto, condiciones atmosféricas, estabilidad de cámaras y otras variables.

Es posible leer la placa de una cámara BC4 usada en geodesia satelitaria hasta 1.5 micras. La distancia focal de la cámara es 450mm. Esto da una resolución de aproximadamente 0.7 segundos en dirección, atribuible únicamente a la medida de la placa. El poder de resolución de la cámara puede medirse. Pero las fuentes de error en su aplicación para rastrear satélites son: inexactitudes de posición y movimiento propio de las estrellas, conteo del tiempo, retrasos eléctricos y mecánicos en el obturador, cambios en la emulsión, anomalías de la imagen no compensadas, efectos atmosféricos tales como resplandor.

Solamente la medición de la placa es la parte repetible de la operación fotogramétrica en geodesia satelitaria. No se puede repetir la toma fotográfica. Cualquier instrumento, una máquina de medir, la cual tiene su propio poder de resolución, y la destreza del operador que la usa, son los factores de mayor peso en el logro de la precisión en determinaciones repetidas de líneas de acimut ligadas a las estaciones de las cámaras. Exceptuando el

resplandor, la refracción no es mayor problema puesto que las estrellas y el satélite se ven a través del mismo medio. No es suficiente conocer las exactitudes de los catálogos de estrellas a partir de las cuales se posiciona y orienta la cámara y se calcula la dirección al satélite.

El sistema SECOR tiene una resolución de 25 cm. Este es el valor de la más pequeña señal en los datos grabados en la cinta magnética. La precisión en las medidas es mejor que 5 metros. Pueden detectarse y eliminarse desviaciones (errores constantes) por procedimientos cuidadosos de calibración. Las mayores correcciones a los rangos observados son por refracción ionosférica. Estas son determinadas a partir de diferencias en rangos recibidos en dos frecuencias portadoras diferentes. La refracción en la tropósfera es menor, pero es más difícil de determinar. La temperatura, presión barométrica y presión de vapor varían a lo largo de la trayectoria del rayo. Cualquier modelo troposférico es solo una suposición.

A 400 MHz, el rastreador Doppler debe tener un error medio cuadrático del conteo Doppler de 0.25 ciclos, equivalente a un error de - - 18.75 cm, lo cual da una idea acerca de la resolución del equipo. Debido solo a los errores instrumentales, la posición bidimensional en un solo paso se espera, de acuerdo al Laboratorio de Física Aplicada de alrededor de 7 metros, lo que pudiera considerarse como medida de precisión para un paso.

Otra vez de acuerdo al Laboratorio de Física Aplicada, la exactitud del sistema Doppler no se determina fácilmente desde que depende de efectos de refracción ionosférica, exactitud de datos ambientales locales para determinar los efectos de refracción troposférica y la determinación de la órbita altamente complicada que el satélite sigue.

La determinación de la órbita requiere un conocimiento amplio de la parte del campo de gravedad externo a través de la cual el satélite pasa, más otros pequeños efectos perturbadores tales como movimientos atmosféricos, movimiento solar, etc.

El conocimiento del medio a través del cual las observaciones se hacen y las fuerzas que afectan los movimientos del satélite y la orientación de instrumentos, ha retrasado el desarrollo de los instrumentos. Necesitamos conocer mucho más acerca de la atmósfera, especialmente las capas superiores, acerca del campo externo de gravedad de la Tierra y de las ondulaciones geoidales. La nivelación de un instrumento geodésico depende de la dirección de la gravedad, la cual varía con la inclinación geoidal. Se requieren mayores catálogos de estrellas.

Los levantamientos terrestres convencionales han estado en uso por cerca de dos siglos, pero aún no hemos resuelto los cierres de -- triángulos en algunas áreas del mundo, como los Andes en Sudamérica, donde existen grandes y desconocidas deflexiones de la vertical. Hemos hecho un gran número de observaciones y cálculos y hemos hecho muchas teorías en geodesia satelitaria durante la pasada década. Los instrumentos para geodesia satelitaria son mucho más complicados que los usados para geodesia convencional, y conocemos menos acerca del medio a través del cual observamos los satélites. No tenemos datos suficientes para establecer la cuestión acerca de las exactitudes relativas a los diversos sistemas de satélites.

El mejoramiento de los poderes de resolución es desperdiciado a menos que mejoremos la precisión con la que se pueden usar y se obtengan mejores exactitudes. La precisión y la exactitud pueden mejorarse según aprendamos a hacer mejor las correcciones a las variaciones ambientales.

Definamos los términos de modo que nos entendamos y no perdamos nuestro camino, como B. Hallert dijo; "a través de esta jungla de terminología", no sea que construyamos otra Babel.

REFERENCES

B. AUSTIN BARRY: Engineering Measurements, New York, 1964

BAARDA and ALBERTA: A Proposal for the Standardization of Some Terms Related to the Theory of Errors, Delft, 1963

G. BOMFORD: Geodesy, Oxford University Press, 1962

JORDAN-EGGERT: Jordan's Handbook of Geodesy (Jordan-Eggert Handbuch der Vermessungskunde), Stuttgart, 1941

B. HALLERT: Fundamental Concepts and Terminology for the Quality of Measurement, Bulletin Geodesique, Paris, 1965

KENDALL and BUCKLAND: A Proposal for the Standardization of Statistical Terms, London, 1960

STANSELL, BOURGUIGNON, KARL, and MARTH: TG-710 (Rev.), GECEIVER, An Integrated Doppler Geodetic Receiver, Applied Physics Laboratory, Silver Spring, Maryland, 1968





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: "TOPOGRAFIA MODERNA" DEL 23 AL 28 DE SEPTIEMBRE  
DEL 23 AL 28 DE SEPTIEMBRE. MORELIA, MICH.

METODOS MODERNOS DE POSICIONAMIENTO GEODESICO.

ING. MARIO REYES IBARRA.

SEPTIEMBRE 1985.

METODOS MODERNOS  
DE  
POSICIONAMIENTO GEODESICO

Por

Mario A. Reyes Ibarra

Departamento de Geografía  
Dirección Regional Centro Sur  
I. N. E. G. I.

## CURRICULUM

El Ing. Mario A. Reyes Ibarra egresó de la carrera de Ing. Topógrafo y Geodesta de la Fac. de Ingeniería, UNAM en 1975. Colabora con la Dirección General de Geografía desde 1976, donde actualmente ocupa el puesto de Jefe de la Ofna. de Evaluación Geodésica. Es profesor de la carrera de Ing. Topógrafo y Geodesta de la misma facultad desde 1979. Ha participado en diferentes eventos técnicos en la materia tanto nacionales como extranjeros.

## 1. - INTRODUCCION.

El hombre, desde siempre se ha interesado por el conocimiento del espacio físico que lo rodea, a fin de lograr el mejor aprovechamiento de los recursos naturales y para planear adecuadamente sus actividades.

La ciencia que proporciona el marco de referencia para la ubicación y cuantificación de dichos recursos, así como para la adecuada planeación, programación y ejecución de las obras de infraestructura necesarias en su explotación, es la Geodesia.

Por definición, la Geodesia es la ciencia que tiene por objeto la determinación de la forma y dimensiones de la tierra o parte de ella, incluyendo su campo de gravedad externo.

La información geodésica es indispensable para la realización de cartas y mapas precisos. Se utiliza en apoyo a proyectos de ingeniería tales como el trazo y construcción de vías de comunicación, por ejemplo: carreteras, vías férreas, líneas de transmisión, etc.

El posicionamiento geodésico es necesario para la delimitación de fronteras internacionales, estatales y municipales, así como para el establecimiento de sistemas catastrales rurales o urbanos confiables.

Es un elemento indispensable para el desarrollo planificado de áreas urbanas. Presta además apoyo a actividades relacionadas con geología, arqueología, silvicultura, prospección, localización y explotación de recursos minerales y energéticos en el continente y en los océanos.

## 2. - SISTEMAS DE REFERENCIA GEODESICOS.

De acuerdo al objetivo buscado se pueden usar diferentes modelos teóricos.

Para el levantamiento de pequeñas áreas es suficiente considerar la Tierra plana. Para quien practica la astronomía, la Tierra es esférica.

Actualmente, en Geodesia se consideran tres superficies: la topográfica, el nivel medio del mar (geoide) y la superficie de cálculo (elipsoide).

La medición de cantidades físicas (distancias, ángulos, gravedad, etc.) son realizadas sobre la superficie topográfica, pero para su procesamiento deben ser reducidas a una superficie homogénea de referencia, que en una primera aproximación es el Geoide.

Sin embargo, dada la dificultad práctica de establecer un modelo matemático de esta superficie que permita el cálculo directo de posiciones sobre ella a partir de las mediciones reducidas, se adopta una superficie matemática conocida como elipsoide de revolución, que se aproxima lo mejor posible al Geoide.

Un sistema geodésico se define a través del Datum, que es aquella cantidad numérica o geométrica o series de tales cantidades que sirven como referencia a otras.

En geodesia se emplean dos tipos de datums:

- a) El Datum Horizontal, al que se refieren los cálculos sobre levantamientos de control horizontal.

El establecimiento del datum puede ser por técnicas astrogeodésicas, es decir, se utilizan posiciones astronómicas para definirlo y para controlar la propagación de coordenadas. En este caso se tiene un elipsoide relativo, ya que su centro no coincide con el centro de la Tierra.

Se puede lograr una mejor solución al cálculo de posiciones geodésicas utilizando un datum geocéntrico, el cual se establece mediante técnicas que combinan información astronómica, satelitar y gravimétrica.

- b) El datum vertical, al que se refieren los levantamientos de posicionamiento vertical, se define por el nivel medio del mar (geoide).

### 3. - METODOS TRADICIONALES DE POSICIONAMIENTO GEODESICO.

Los métodos tradicionales de posicionamiento geodésico se fundamentan básicamente en la medida de ángulos, desniveles y una cantidad mínima de distancias determinadas por métodos directos.

En esta categoría se pueden ubicar la Astronomía de Posición, la triangulación, la nivelación trigonométrica y la geométrica.

#### 4. - METODOS MODERNOS DE POSICIONAMIENTO GEODESICO.

El avance científico y tecnológico, ha permitido a la Geodesia ampliar y mejorar las posibilidades de realización técnica del posicionamiento geodésico.

##### 4.1. - Métodos basados en la medición electromagnética de distancias.

La disponibilidad de equipo electromagnético para medir distancias permite aplicar técnicas como trilateración, triangulación y poligonación, con lo cual se pueden optimizar los resultados del posicionamiento y abatir los costos de producción de la información.

El principio de operación de estos instrumentos se basa en la utilización de radiaciones moduladas para la medición de distancias. Se transmite continuamente una señal desde un extremo de la línea medida y es reflejada o retransmitida desde el otro extremo.

La distancia se obtiene a través de la diferencia de fase entre la señal de referencia transmitida y la señal que retorna.

Básicamente, existen dos tipos de medidores electromagnéticos:

- a) Electro-óptico, en el que se utiliza radiación visible o infrarroja y miden distancias del rango de los pocos metros hasta los 60 km con una precisión promedio de  $5\text{mm} + 5\text{ppm}$ .
- b) Micro-onda en el que se utiliza radiación de mayor amplitud que el anterior. Su rango de medición es de los pocos metros hasta 150 km con una precisión promedio de  $10\text{mm} + 3\text{ppm}$ .

##### 4.2. - Métodos Satelitares.

El uso de satélites artificiales en geodesia, hace posible el establecimiento de posiciones geocéntricas absolutas, lo cual nos lleva a optimizar la calidad de la información y a lograr homogeneizar los sistemas geodésicos de referencia horizontales, evitando así el desconcierto que provoca el hecho de utilizar sistemas relativos.

De entre las diferentes técnicas satelitares, la de más uso en la actualidad es la basada en el efecto Doppler, que es el cambio de frecuencia de una señal emitida por el satélite en movimiento con respecto al observador fijo, por medio de la cual se determina la distancia satélite-receptor.

Actualmente hay 5 satélites de este tipo en órbita, cuyas señales se pueden captar por un receptor establecido en la superficie de la tierra.

Para determinar la posición geodésica de una estación se aplican básicamente dos métodos:

- a) **Posicionamiento Puntual.** Consiste en determinar la posición absoluta de la estación a partir del conocimiento preciso de la órbita del satélite y la medición redundante de las distancias satélite-receptor. Se requieren cerca de 40 pasos (1600 mediciones Doppler) para obtener coordenadas cartesianas geocéntricas con un Error Medio Cuadrático (EMC) de 1.5 m en cada eje.
- b) **Translocalización.** Se utilizan mensajes del satélite recibidos simultáneamente en dos o más estaciones receptoras, una de las cuales es de posición conocida. A ésta son referidas las nuevas posiciones determinadas, por lo que tendrán las mismas características de la estación de base. Se presume que con este método se tiene un EMC relativo de 1m en cada eje para 17 pasos de satélite.

#### 4.3. - Método Inercial.

Es uno de los más modernos métodos de posicionamiento geodésico, que consiste de una plataforma inercial montada en un vehículo terrestre o aéreo.

Consta fundamentalmente de dos giróscopos y tres acelerómetros precisos, interconectados a una computadora para procesar la información en tiempo real.

Los giróscopos detectan la rotación de la Tierra y se orientan en dirección Norte-Sur y Este-Oeste. Estos mantienen su posición mientras los acelerómetros miden las componentes de desplazamiento en todos los sentidos a medida que el equipo se mueve.

El vehículo parte de un punto de posición conocida y aplicando las componentes de desplazamiento en dirección y distancia determina la posición de nuevos puntos. Requiere actualización frecuente de posición tocando otros puntos de coordenadas conocidas.

El equipo puede operar bajo cualquier condición meteorológica y las precisiones medias obtenidas con él son del orden de 50 ppm, referido a las estaciones de control.

No sería imaginable hablar de métodos modernos de posicionamiento geodésico sin involucrar a las computadoras, ya que en la actualidad prácticamente es imposible prescindir de estas herramientas de proceso; así en geodesia las computadoras se encuentran integradas a equipos como:

- Receptores Doppler.
- Sistemas de Posicionamiento Inercial.
- Distanciómetros y teodolitos.
- Restituidores fotogramétricos tradicionales.
- Sistemas interactivos de restitución.

o bien se utilizan como unidades de procesamiento independiente para la solución de la mayoría de los problemas de cálculo geodésico.

### 5. ESTADO ACTUAL DE LA INFORMACION GEODESICA DE MEXICO.

A través de lo expuesto, es evidente el elevado desarrollo que se tiene en las técnicas de posicionamiento geodésico en la actualidad, desarrollo que en nuestro país se ha aprovechado en un alto grado.

En este tiempo, la Dirección General de Geografía, bajo quien recae la responsabilidad de la Integración, Densificación y Mantenimiento de las Redes Geodésicas Nacionales, cuenta en sus bancos de datos con la siguiente información:

- a) Posicionamiento Horizontal. Alrededor de 2 000 estaciones de primer orden que incluyen triangulación, triangulateración y poligonal; 6 000 estaciones de poligonal de segundo orden y menor; se cuenta además con 214 estaciones de posicionamiento Doppler y 370 puntos posicionados por métodos inerciales.
- b) Posicionamiento Vertical. 15 000 bancos de nivel de primer orden y 25 000 de segundo orden, levantados por métodos tradicionales.
- c) Astronomía. Se tienen 73 estaciones posicionadas por métodos de astronomía de posición.



6. -- CONCLUSIONES.

En virtud del acelerado desarrollo reciente en las técnicas de posicionamiento geodésico y la trascendencia de la aportación que éste hace a las diferentes disciplinas, así como por su estrecha interrelación con las actividades de aprovechamiento, explotación y administración de los recursos, se debe considerar como una actividad permanente y de alto orden de necesidad, la actualización científica y tecnológica de quienes dedican su esfuerzo a esta profesión, sobre todo ante la situación presente que exige de nosotros contribuir en lo que nos toca con oportunidad, eficiencia y confiabilidad a la solución de los problemas que nos plantean las circunstancias actuales.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: "TOPOGRAFIA MODERNA" DEL 23 AL 28 DE SEPTIEMBRE EN MORELIA, MICH.

B I B L I O G R A F I A .

ING. MARIO REYES IBARRA.

ING. ANTONIO HERNANDEZ N.

SEPTIEMBRE 1985.

B I B L I O G R A F I A

T. J. BLACHT, A. CIRZANOWSKI, J. H. SAASTAMOINEN, (1979) CARTOGRAFIA Y LEVANTAMIENTOS URBANOS, IPGH.

A. CIRZANOWSKI, (1966) UNDERGROUND MEASUREMENT WITH THE TELLURIMETER, THE CANADIAN SURVEYOR.

C. B. BREED, (1977) SURVEYING, JOHN WILEY & SONS.

DGG, (1982) MANUAL TECNICO DE POSICIONAMIENTO HORIZONTAL, - INEGI.

DGG, (1983) MANUAL TECNICO DE POSICIONAMIENTO VERTICAL, INEGI.

G. BONFORD, (1971) GEODESY, OXFORD UNIVERSITY PRESS.

HORST KARL D. E., (1979) CATASTRO.

J. BOOSLER, E. GRAFOREND, K. RAINER, (1976) OPTIMAL DESIGN OF GEODETIC NETS, JOURNAL OF GEOPHYSICAL RESEARCH.

J. H. SAASTAMOINEN, (1965) ON THE PATH CURVATURE OF ELECTROMAGNETIC WAVES, BULLETIN GEODESIQUE.

J. H. SAASTAMOINEN, (1967) SURVEYOR'S GUIDE TO ELECTROMAGNETIC DISTANCE MEASUREMENT, UNIVERSITY OF TORONTO PRESS.

J. M. ANDERSON, (1985) INTRODUCTION TO SURVEYING, Mc GRAW-HILL.

O. A. RASCON, (1981) INTRODUCCION A LA TEORIA DE PROBABILIDADES UNAM.

P. C. SANCHEZ, (1947) CALCULO DE PROBABILIDADES Y TEORIA DE LOS ERRORES, DIRECCION DE ESTUDIOS GEOGRAFICOS Y CLIMATOLOGICOS.

P. WELLS, E. KRAKIWSKY, (1971) THE METHOD OF LEAST SQUARES, LECTURE NOTES No. 18, UNIVERSITY OF NEW BRUNSWICK.

R. C. BRINKER, P. R. WOLF, (1977) ELEMENTARY SURVEYING, HARPER & ROW.

ROBERTO MORENO (1977) JOAQUIN VELAZQUEZ DE LEON Y SUS TRABAJOS CIENTIFICOS SOBRE EL VALLE DE MEXICO.

R. SOSA, (1985) BASES TEORICAS Y AJUSTES EN INGIENIERIA TOPOGRAFICA.

RUSSEL C.B., PAUL R. WOLF. (1982) TOPOGRAFIA MODERNA.

SECRETARIA DE MARINA, (1976) COMPENDIO DE HIDROGRAFIA, PRIMERA PARTE.

SCHMIDT, RAYNER. (1983). FUNDAMENTOS DE TOPOGRAFIA.