UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA

TOPOGRAFIA: PRINCIPIOS BASICOS Y PLANIMETRIA

TESIS

Presentada a la Junta Directiva de la

FACULTAD DE INGENIERIA

POR

JOSE ALEJANDRO MELGAR MANSILLA

Al conferírsele el título de

INGENIERO CIVIL

Guatemala, Julio de 1,984

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA

MIEMBROS DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO:	Ing. César Fernández F.
VOCAL PRIMERO:	Ing. Carlos E. Cabrera G.
VOCAL SEGUNDO:	Ing. Herbert Miranda
VOCAL TERCERO:	Ing. César Osorio Izaguirre
VOCAL CUARTO:	Br. Mynor Monzón
VOCAL QUINTO:	Br. Hugo Vargas Aldana
SECRETARIO:	Ing. Manuel de Jesús Castellanos

TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO:	Ing. César Fernández F.
SECRETARIO:	Ing. Manuel de J. Castellanos
EXAMINADOR:	Ing. Jack Douglas Ibarra
EXAMINADOR:	Ing. Otto Antonio Duarte
EXAMINADOR:	Ing. Ignacio Saravia

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a vuestra consideración, el trabajo de tesis titulado:

TOPOGRAFIA: PRINCIPIOS BASICOS Y PLANIMETRIA

Tema que me fuera asignado por la dirección de la escuela de Ingeniería Civil con fecha 17 de octubre de 1983.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería Mecánica Industrial, Ingeniería Química, Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica y Regional de Post-grado de Ingeniería Sanitaria.

Ciudad Universitaria, Zona 12
Guatemala, Centroamérica

Guatemala, Junio de 1984

Ingeniero Oscar Martínez A.
Jefe del Area de Topografía
Escuela de Ingeniería Civil
Presente

Ingeniero Martínez:

Habiendo revisado el trabajo de tesis "TOPOGRAFIA: PRINCIPIOS BASICOS Y PLANIMETRIA" del estudiante José Alejandro Melgar Mansilla; manifiesto que llena los objetivos bajo los cuales se efectuó, y por su importancia para el estudio de la Topografía, he dado mi aprobación al mismo.

ATENTAMENTE,

Ing. Nelsón Baldizón
INGENIERO ASESOR

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería Mecánica Industrial, Ingeniería Química, Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica y Regional de Post-grado de Ingeniería Sanitaria.

Ciudad Universitaria, Zona 12
Guatemala, Centroamérica

Guatemala, Junio de 1984

Ingeniero Leonel Pinot Leiva
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos
Presente

Ingeniero Pinot:

Atentamente me dirijo a Ud. para informarle que he revisado el trabajo de tesis realizado por el estudiante José Alejandro Melgar, titulado: "TOPOGRAFIA: PRINCIPIOS BASICOS Y PLANIMETRIA", el cual he encontrado satisfactorio, debidamente elaborado y acorde al planteamiento original aprobado; razón por la cual me permito darle el visto bueno correspondiente.

Me suscribo de usted muy atentamente.

Ing. Oscar Martínez A.
JEFE DEL AREA DE TOPOGRAFIA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería Mecánica Industrial, Ingeniería Química, Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica y Regional de Post-grado de Ingeniería Sanitaria.

Ciudad Universitaria, Zona 12
Guatemala, Centroamérica

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Nelsón Baldizón y del Jefe del Area de Topografía Ing. Oscar Martínez Amaya, al trabajo de tesis del estudiante José Alejandro Mansilla titulado TOPOGRAFIA: PRINCIPIOS BASICOS Y PLANIMETRIA da por este medio su aprobación a dicha tesis.

Ing. Leonel Pinot Leiva

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DIRECTOR
FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, 6 de julio de 1984

LPL/bebz.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería Mecánica Industrial, Ingeniería Química, Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica y Regional de Post-grado de Ingeniería Sanitaria.

Ciudad Universitaria, Zona 12
Guatemala, Centroamérica

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil Ing. Leonel Pinot Leiva, al trabajo de tesis TOPOGRAFIA: PRINCIPIOS BASICOS Y PLANIMETRIA, del estudiante José Alejandro Melgar Mansilla, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:

Ing. César A. Fernández F.
DECANO

Guatemala, 6 de julio de 1984

bebz.

DEDICO MI ESFUERZO

A: DIOS TODO PODEROSO
MARIA LA VIRGEN
Y AL SEÑOR SAN JOSE

A: Guatemala de la Asunción

A: La Universidad de San Carlos

A: La Facultad de Ingeniería

A MIS PADRES:
Dr. José Roberto Melgar Ortiz
Amanda Mansilla de Melgar

A MIS HERMANAS:
María Eugenia Melgar Mansilla
Amanda del Carmen Melgar Mansilla

A MIS FAMILIARES Y AMIGOS

Y EN ESPECIAL A MI ESPOSA:
Cynthia Lugo de Melgar e hijos

INDICE GENERAL

ILUSTRACIONES

LISTA DE FIGURAS: PAG.

LISTA DE TABLAS

SIMBOLOS

Sen	=	seno
Cos	=	coseno
Tan	=	tangente
Cot	=	cotangente
Sec	=	Secante
Csc	=	Cosecante
°	=	grados
'	=	minutos
"	=	segundos
β	=	ángulo Beta
α	=	ángulo Alfa
θ	=	ángulo teta
S	=	superficie
L	=	distancia inclinada
π	=	Pi
R	=	radio
Rad	=	radián
Az_{AB}	=	azimut directo
AzI	=	azimut inverso
N	=	norte
S	=	sur
E	=	este
W	=	oeste
d	=	distancia horizontal
i°	=	ángulo de inclinación
Z°	=	ángulo cenital
P%	=	pendiente en porcentaje
h	=	altura
Cm	=	centímetro
m	=	metro
Km	=	kilómetro
Mm	=	miriámetro
mm	=	milímetro

Dm	= decámetro
Hm	= hectómetro
m^2	= metro cuadrado
Ha	= hectárea
A	= área
Ca	= centiárea
Mz	= manzana
Vrs	= varas
Cab	= caballería
Kg	= kilogramo
g	= gramo
lb	= libra
Ps	= paso
Ct	= corrección por temperatura
Cp	= corrección por tensión
Cc	= corrección por catenaria
Cd	= corrección por desalineación
K	= coeficiente diastimométrico = 100
Ls	= lectura superior
Li	= lectura inferior
↑	= norte verdadero
↿	= norte magnético
Δ	= estación de control
↻	= ángulo medido (dirección)
	= distancia medida
n	= número de ángulos medidos
D	= deflexión
+	= positivo
-	= negativo
P(X,Y)	posición de un punto (coordenadas rectangulares)
X	= abscisa
Y	= ordenada
E	= error
e_u	= error unitario
DDE	= doble distancia ecuatorial
DDM	= doble distancia meridiana
Est.	= estación

GLOSARIO

ALIDADA:

Regla fija o móvil que lleva perpendicularmente ciertos - instrumentos de Topografía y sirve para dirigir visuales.

ADITIVA:

Adjetivo, el cual significa que se puede agregar algo a - algo.

APRECIACION:

Generalmente, un aparato permite "apreciar" fracciones de la aproximación del mismo; el grado de apreciación depende de la habilidad del operador y de la experiencia que - tenga en el uso de los instrumentos topográficos.

APROXIMACION:

Al hablar de un instrumento topográfico, la aproximación se refiere a la mínima graduación del mismo.

AVIVAMIENTO:

Como en el caso de replanteo, son las operaciones que se hacen en el campo para revivir, en este caso, los mojones o linderos de una propiedad.

BALIZA:

Señal fija o flotante que se coloca para indicar la colocación de una estación en un levantamiento topográfico o geodésico.

BANCOS:

Son pequeños monumentos que sirven de base permanente, tanto en planimetría como altimetría; en este último caso se denominan "bancos de nivelación" (BN) usándose frecuentemente el anglisismo BM de "Bench Mark".

BISECTRIZ:

Adjetivo, que significa la divisiôn de dos partes iguales; aplicable comunmente a un plano, una recta o un ângulo.

CALIBRACION:

Calibrar, es darle la medida exacta a la que fue diseñada una máquina u objeto cualquiera.

CAMINAMIENTO:

Es el conjunto de operaciones de campo que permiten obtener los datos pertinentes de una poligonal, "levantada" a "rumbo y distancia".

COLINDANCIAS:

Son los linderos cuando se mencionan tanto las caracterîsticas topogrâficas como los nombres de los vecinos o colindantes.

COORDENADAS:

Ejes que sirven para determinar la posiciôn de un punto.

CHARNELA:

Es una articulaciôn en forma de bisagra.

DECLINATORIO:

Brûjula con caja rectangular, cuyos lados mayores son paralelos al diâmetro que va desce 0° a 180° en el cîrculo que recorre la flechita.

DINAMOMETRO:

Instrumento que sirve para apreciar la resistencia de las mâquinas y evaluar las fuerzas motrices.

DIRECCION:

En la fijaciôn de la propiedad con el propôsito de facilitar su localizaciôn con fines catastrales, municipales o postales.

ENTIBAMIENTO:

Apuntalar con madera una excavación o resistir con una herramienta por un lado, mientras martillan por el lado opuesto.

ESTACAS:

Palo con punta para ser enterrado en la tierra, el cual nos sirve para marcar un punto importante en nuestro trabajo. (una estación).

ESTADIA:

Regla de madera con medidas en centímetros, la cual nos sirve para calcular distancia en forma indirecta o para efectuar una nivelación directa.

ESTILETE:

Puñal de hoja muy estrecha y aguda.

ITINERARIO:

Descripción de un camino, expresando los lugares por donde se ha de transitar.

LATITUD:

Es el ángulo que la vertical del lugar que se considera forma con el plano del ecuador; se cuenta a partir de éste, sobre el círculo meridiano que pasa por el punto, de 0 a 90°, y se dice que la latitud es Norte, septentrional o positiva, o Sur, meridional o negativa, según que el punto dado esté en el hemisferio boreal o en el austral.

LEVANTAMIENTO:

Son las operaciones, similares a las de un caminamiento, pero en sentido más amplio que permiten obtener, no solamente los datos informativos de la poligonal misma, sino que proporcionan una serie de datos adicionales que complementan un caminamiento.

LIMBOS:

Corona graduada que llevan los instrumentos destinados a medir ángulos.

LIMITES:

Son las líneas divisorias entre dos partes.

LINDEROS:

Línea que divide dos propiedades o que limita a una de - ellas.

LOCALIZACION:

Es el conjunto de información "matemática" que fija determinado punto de un polígono por medio de un caminamiento topográfico a puntos fijos de la red geodésica del país u otros predominantes, característicos que permitan en cualquier momento localizar la posición exacta de la propie-- dad.

LONGITUD:

La longitud de un punto de la superficie terrestre, es el valor del arco ecuatorial comprendido entre las intersecciones del meridiano principal y del meridiano de dicho - punto con el ecuador. La longitud es Este, oriental o positiva, u Oeste, occidental o negativa, según que la extremidad del arco caiga al Este o al Oeste del origen.

MONUMENTOS:

Son construídos de mampostería o concreto con el fin de - fijar posiciones geográficas, geodésicas o para proporcionar información consistente y segura.

MOJON:

Señal permanente que se pone para fijar los linderos de - heredades, términos o fronteras, el cual está elaborado - de concreto u hormigón.

NONIO:

Pieza que forma parte de varios instrumentos matemáticos y se aplica contra una regla o un limbo graduado, el cual sirve para apreciar fracciones pequeñas de ángulos.

ORTOGONAL:

Cuando dos líneas forman un ángulo recto (90°) entre sí.

RADIACIONES:

Son mediciones que se obtienen desde una misma estación, irradiando información para localizar puntos por medio de orientación y distancia, alrededor de dicha estación.

REFERENCIAS:

Son un conjunto de marcas, no forzosamente permanentes, que sirven para fijar la posición de un punto de intersección de dos alineamientos en una poligonal, con el fin de poderlo replantear en un futuro.

REPLANTEO:

Es la serie de operaciones que se hacen en el campo para revivir una poligonal previamente localizada.

RETICULO:

Hilos paralelos que posee el anteojo del teodolito y los cuales tienen la función de precisar la visual para efectuar medidas delicadas.

REVERBERACION:

Hacer reflexión de la luz de un cuerpo luminoso en otro bruñido.

SITUACION:

(En general) Muestra la posición de la propiedad o del proyecto con respecto a un conjunto general de características geográficas del terreno u otras de ingeniería predominante.

SITUACION GEOGRAFICA O POSICION GEOGRAFICA:

Es la fijación de un punto por medio de sus coordenadas geográficas.

SUSTRACTIVA:

Adjetivo, que significa efectuar una resta.

TAQUIMETRO:

Instrumento semejante al teodolito, el cual sirve para medir a un tiempo distancias y ángulos.

TILO:

Arbol tiliáceo, cuya madera se usa en la escultura y en la carpintería.

VUELTA DE CAMPANA:

Es la vuelta que se le da al anteojo del teodolito para observar la estación anterior y así poder orientar la estación siguiente, respecto a ésta (se utiliza en el método de conservación de acimutes).

UBICACION:

Llamaremos así a la posición de un proyecto, obra, edificio, parque, etc, dentro de un conjunto específico.

H I P O T E S I S

Con la realización del presente trabajo de tesis, se enriquecerá la bibliografía ya existente del Curso de Topografía I, siendo su aprendizaje, como también su aplicación en el campo, de enorme facilidad; obteniendo el estudiante, profundidad de concepto debido a que se enmarcará del método científico señalando los últimos avances tecnológicos de la materia, adaptadas al medio, así como presentar al profesional de la Ingeniería Reglas y normas simplificadas, que componen la "PLANIMETRIA", en un plano que represente la objetividad y exactitud de los datos obtenidos en el campo.

INTRODUCCION

El presente trabajo de tesis fue elaborado en base a la necesidad que se estableció a través de un proceso de investigación realizada por medio de una encuesta, tanto entre catedráticos como estudiantes. La idea se desarrolló por propia experiencia durante mis estudios universitarios, así como a través del activo diálogo sostenido en los diversos cursos que se imparten, apoyándose en las reacciones, dudas y urgencias de los propios alumnos. El motivo obedece a la necesidad de emplear textos extranjeros o versiones sintetizadas de los mismos, por no contarse con textos que se ajusten a los programas de algunas asignaturas que forman el pensum de Ingeniería. Sin disminuir en modo alguno, el valor académico de los mismos, muy alto en algunos casos; se estableció que su enfoque no se prestaba a los propósitos básicos fundamentales de la cátedra o al desarrollo de los programas para un semestre lectivo, y; en los casos de que si existan, éstos resultan ser de difícil adquisición. - Surgió entonces TOPOGRAFIA: PRINCIPIOS BASICOS Y PLANIMETRIA, dicha tesis; cuyo contenido abarca los principios básicos y las aplicaciones más importantes de la topografía en lo que a planimetría se refiere, está expuesta con claridad suficiente para ilustrar al lector sobre las particularidades de esta ciencia.

Su contenido puede servir como obra de consulta y orientación, tanto para el estudiante como para el topógrafo práctico, que podrá hallar en ella una información detallada sobre temas de índole fundamental.

La práctica de la enseñanza moderna demuestra que el proceso - de aprendizaje se hace más fácil a partir de material visual y ejemplos prácticos sobresalientes, por lo tanto la presente tesis contiene cerca de 150 ilustraciones y varios ejemplos trabajados en forma completa, seleccionados con cuidado para presentar lo más ventajosamente posible los distintos aspectos de la topografía, con el fin de colocar al estudiante en el ámbito de la problemática que deberá enfrentar. El texto se caracteriza también por tener un len--

guaje simple y cada aspecto de la materia es seguido en forma lógica, para que en su desarrollo se haga más comprensible la exposición. No está demás recordar que este trabajo está escrito primordialmente para su fácil adquisición, en contraposición con los demás textos de limitado tiraje y oneroso costo, a los estudiantes del curso de Topografía que se imparte en la Facultad de Ingeniería,ya que el desarrollo del mismo comprende una parte del programa de dicho curso, aprobado por la Junta Directiva de la Facultad y el cuerpo de Asesores de docencia.

Me siento grandemente satisfecho por la pequeña contribución - que hoy veo cristalizada para coadyuvar al mejoramiento de la enseñanza en nuestro medio, siendo a este conglomerado al que he dedicado el presente estudio, concatenado con la jefatura del área de cursos técnicos y su personal docente, para cubrir los temas de topografía con un mismo criterio, evitando confusión o duda.

CAPITULO I

PRINCIPIOS BASICOS

Como es sabido, quien hace una medida topográfica, debe de ser un matemático práctico; por tal motivo la rama que debe tener mejores conocimientos es en la "TRIGONOMETRIA"; que no es más que la parte de las matemáticas que trata del cálculo de los elementos de los triángulos. A continuación se dan las fórmulas más utilizadas en Trigonometría.

A. TRIGONOMETRIA:

La Fig. 1 demuestra gráficamente lo que constituye el seno,el coseno. la tangente y la cotangente de un ángulo dado.

Suponiendo que la línea OB gire alrededor del centro O, el punto B de su extremo trazará un arco de círculo. Se llama seno,a la altura BE del ángulo a, y coseno,a la distancia DB del mismo ángulo.

Si imaginamos al punto B situado en E, el ángulo a será igual a cero por lo tanto, el seno será igual a cero y el coseno igual al radio.

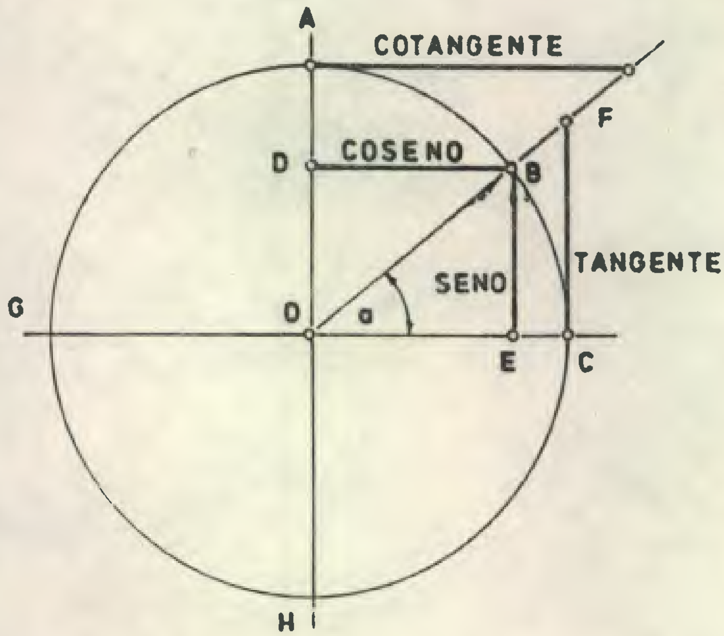


FIG. 1

Puede observarse que, a medida que B gira de C a A, el seno aumenta y el coseno disminuye, y que cuando el punto B ha girado 90 grados, alcanzando la posición de A, el coseno resulta cero y el seno, - igual a OA, es decir, igual al radio del círculo. Una vez que B pase del punto A, el seno volverá a disminuir y el coseno pasará al lado izquierdo, repitiéndose las posiciones, pero ahora el seno será cada vez menor, valiendo cero al coincidir con el punto G, en tanto que el coseno irá aumentando de valor, desde cero, en el punto A hasta llegar a valer tanto como el propio radio.

Si consideramos el valor del radio como unidad, el seno valdrá uno cuando el ángulo sea de 90 grados, en cambio el coseno valdrá uno cuando el ángulo sea igual a cero.

Es fácil comprobar que si el punto B continúa girando alrededor de la circunferencia, los valores seguirán semejantes a los ya considerados resultando por esta razón suficiente el estudio de las funciones trigonométricas que corresponden a uno solo de los cuadrantes.

Tomando, como hemos dicho, el radio del círculo igual a la unidad, los valores del seno y del coseno serán siempre iguales o menores que uno, como se observa en las tablas de esas funciones.

Si deseáramos conocer el valor del seno de un ángulo de 30 grados (Fig. 2), comprendido en un círculo cuyo radio midiera un metro, buscaríamos en la tabla correspondiente a los valores de los senos, obteniendo la cantidad 0,500. De manera que, con esta longitud y la unidad como radio, podríamos construir el triángulo. La misma operación, se puede efectuar con el coseno, cuyo valor es igual a 0,866.

Ahora bien: si el radio de la circunferencia midiera una longitud cualquiera x, los valores obtenidos en las tablas habría que multiplicarlos así:

Por ejemplo, tomando un radio de 5 metros de longitud se tendría que:

Seno = 0,500 x 5,00 = 2.50 m
Coseno = 0,866 x 5,00 = 4.33 m

con una de cuyas cifras, también se puede construir el triángulo fácilmente.

Mientras el seno y el coseno tienen valores limitados por el círculo, la tangente se halla fuera del mismo, considerándose como tal la magnitud CF que aumenta desde cero al infinito, a medida que el ángulo aumenta de cero a 90 grados.

En las figuras 2 y 3 se consignan los valores de las tangentes.

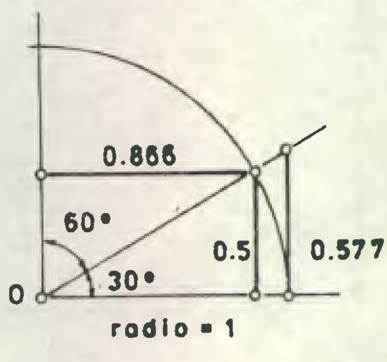


FIG. 2

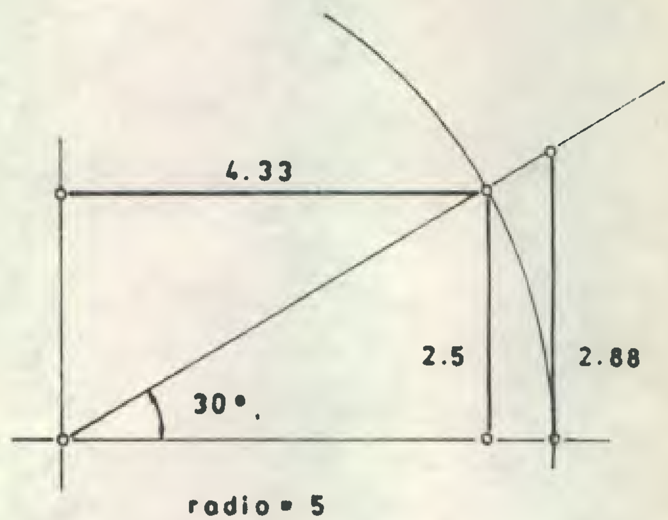


FIG. 3

B. RESOLUCION TRIGONOMETRICA DE TRIANGULOS

1. TRIANGULOS RECTANGULOS

Consideremos el triângulo rectângulo ABC (Ver fig. 4). Las llamadas funciones o razones trigonométricas de los ângulos agudos B y C son las siguientes:

- SENO: Es la razôn entre el cateto apuesto (b) a la hipotenusa (a) para el ângulo B y (c, a) para el ângulo C respectivamente. Se abrevia Sen. Tomando como referencia el ângulo B y C decimos que:

  Sen B = b/a

  Sen C = c/a

- COSENO: Es la razôn entre el cateto adyacente y la hipotenusa, se abrevia, Cos.

  Cos B = c/a

  Cos C = b/a

- TANGENTE: Es la razôn entre el cateto opuesto y el cateto adyacente; se abrevia, tan.

  Tan B = b/c

  Tan C = c/b

- COTANGENTE: Es la razôn entre el cateto adyacente y el cateto opuesto; se abrevia, Cot.

  Cot B = c/b = 1/tan B

  Cot C = b/c = 1/tan C

- SECANTE: Es la razôn entre la hipotenusa y el cateto adyacente; se abrevia Sec.

  Sec B = a/c = 1/cos B

  Sec C = a/b = 1/cos C

- COSECANTE: Es la razôn entre la hipotenusa y el cateto opuesto; se abrevia csc.

  Csc B = a/b = 1/sen A

  Csc C = a/c = 1/sen C

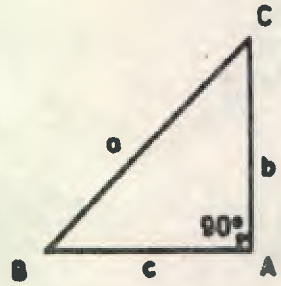


FIG. 4

Si somos obsérvadores, podemos notar que el ángulo recto es $A = 90°$, los catetos o lados son a, b, c, donde "a" es la hipotenusa (siempre el lado más largo de un triángulo rectángulo) y también que los ángulos A, B, C, son opuestos a los lados a, b, c, respectivamente.

Otra observación importante es que los ángulos que están unidos son la hipotenusa, ó opuestos en línea recta, en este caso B y C, tienen funciones inversas el uno con respecto al otro, y su suma vale 90° ($B + C = 90°$)

$$\text{Sen } B = \text{Cos } C$$
$$\text{Sen } C = \text{Cos } B$$
$$\text{Tan } B = \text{Cot } C$$

Al triángulo rectángulo en el cual no tenemos los datos de sus ángulos, se le aplica el teorema de PITAGORAS para hallar uno de sus lados.

$$a^2 = b^2 + c^2$$
$$a = \sqrt{b^2 + c^2}$$

Para hallar su área utilizamos la fórmula $At = \frac{1}{2}\ bc$ donde b y c no son la hipotenusa (lado más largo).

2. TRIANGULOS OBLICUANGULOS

En la figura 5, todos los ángulos son agudos (menores de 90°) y en la figura 6, el ángulo A es obtuso (mayor de 90°).

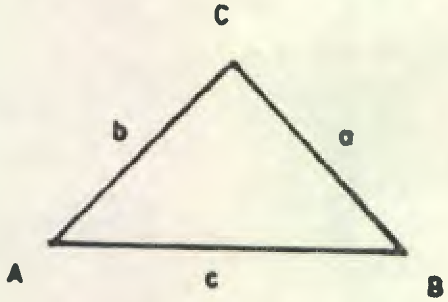


FIG. 5

FIG. 6

Para ambos triángulos son aplicables las fórmulas siguientes:

- Ley del Seno:

$$\frac{a}{\text{Sen } A} = \frac{b}{\text{Sen } B} = \frac{c}{\text{Sen } C}$$

Donde R es el radio del círculo circunscrito.

$$a = b\,\frac{\text{Sen } A}{\text{Sen } B} = c\,\frac{\text{Sen } A}{\text{Sen } C}$$

$$B = a\,\frac{\text{Sen } B}{\text{Sen } A}$$

- Ley del Coseno:

$$a^2 = b^2 + c^2 - 2\ bc \text{ Cos } A$$

NOTA: Si A es obtuso entonces sustituir Cos A $= -\text{Cos}\,\beta$ donde $\beta = (180-A)$

La fórmula del Area para este tipo de triángulo sería $At = \frac{1}{2}\, ab \text{ Sen } C$ donde a y b no debe ser el lado opuesto al ángulo C. Aclarando un poco más, tenemos que:

$At = \frac{1}{2}\, bc \text{ Sen } A$

$At = \frac{1}{2}\, ac \text{ Sen } B$

Si no conocemos los ángulos, es decir, que los lados a, b, c, son conocidos utilizamos la fórmula:

$K = s(s-a)(s-b)(s-c)$

Donde $s = \frac{1}{2}\,(a+b+c)$

En general debemos de memorizar la expresión siguiente:

2At = Producto de dos lados por el seno del ángulo comprendido.

- Ley de las tangentes: $\frac{a - b}{a + b} = \frac{\tan 1/2\,(A-B)}{\tan 1/2\,(A+B)}$

1.1 GENERALIDADES

* GEODESIA: Es la ciencia que trata de la investigación de la forma y dimensiones del Globo Terrestre.

La tierra es un esferoide achatado, de revolución, cuyo eje polar es algo más corto que el eje ecuatorial (Ver Fig. 7). El eje polar es más corto debido a que la tierra en sus extremos es donde está achatada ó sea en los polos.

* TOPOGRAFIA: Es la ciencia que estudia el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones de puntos sobre la superficie de la tierra por medio de medidas según los tres elementos del espacio (Ver Fig. 8).

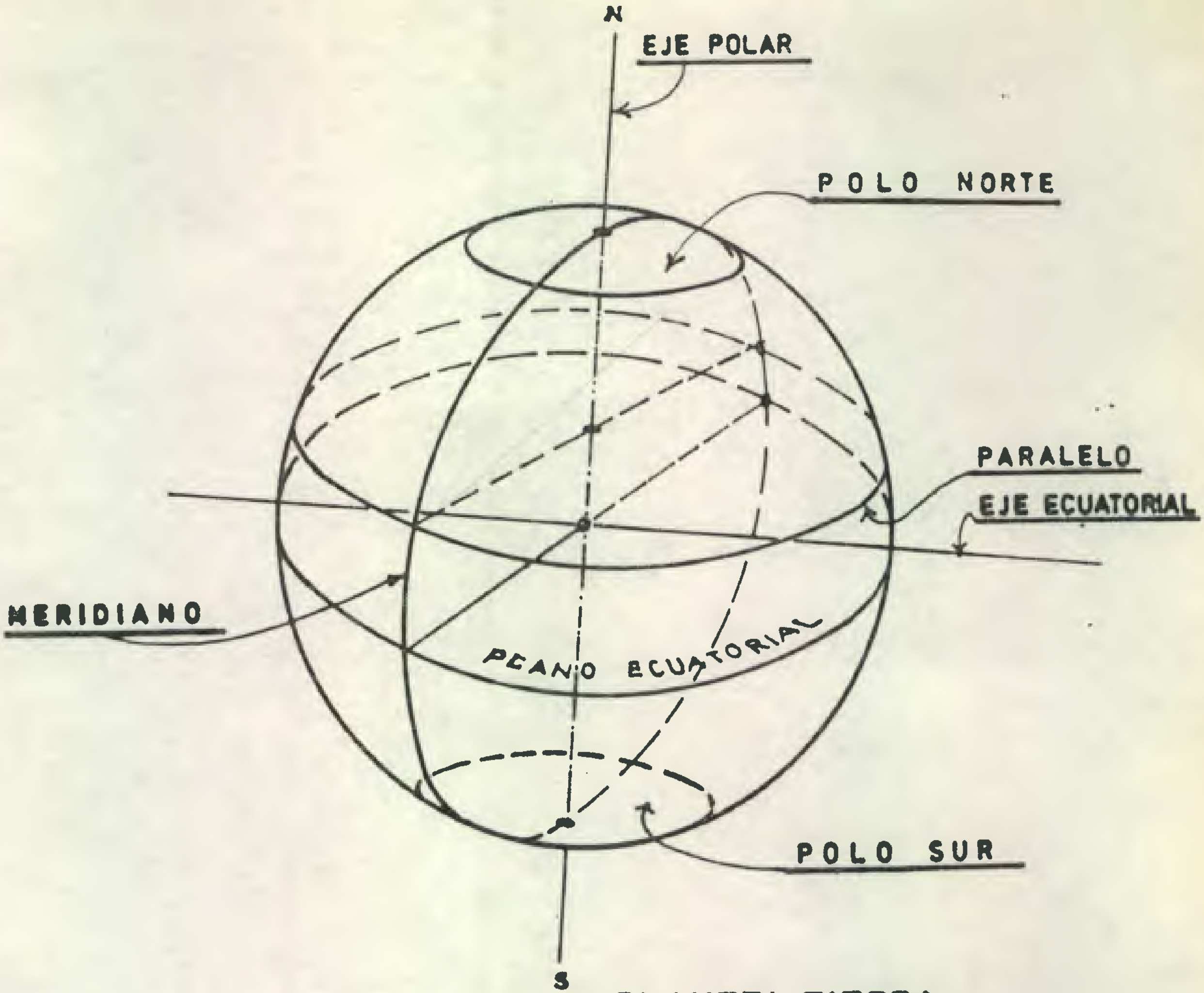
Estos elementos pueden ser a) dos distancias y una elevación ó b) una distancia, un ángulo y una elevación.

1.1.1 CLASES DE LEVANTAMIENTOS

Las clases de levantamientos para su estudio, son de dos clases; topográficos y geodésicos.

1.1.1.1 LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS

Son aquellos que abarcan superficies reducidas, es decir, desprecian la curvatura de la tierra (no geo



PLANETA TIERRA

FIG. 7

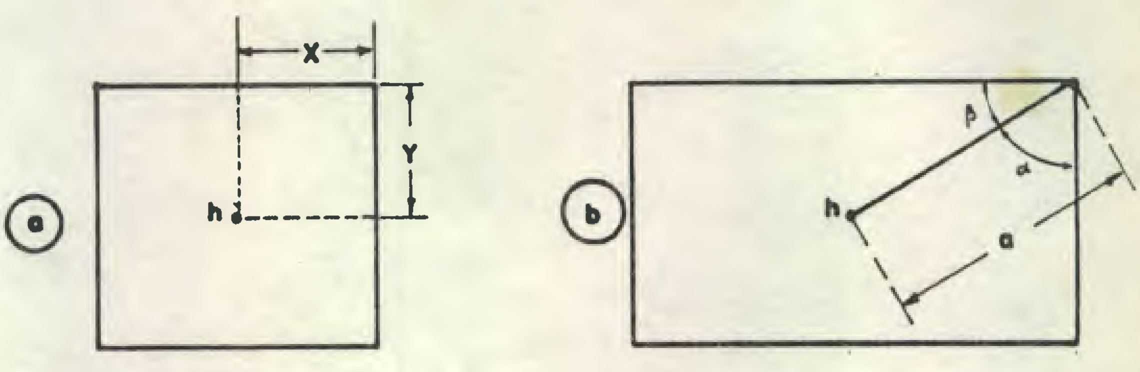


FIG. 8

désicos); tienen como fin representar la fotografía del terreno por medio de un levantamiento. En su forma más simple se puede definir como el arte de medir una área sobre la superficie terrestre y de representarla en el papel a una escala adecuada.

- Los levantamientos o caminamientos pueden ser de dos tipos:
  * CERRADOS: Son aquellos que partiendo de un punto, SI regresan al mismo, cerrando así la poligonal.
  * ABIERTOS: Son aquellos que partiendo de un punto NO regresan al mismo. También se les conoce como LEVANTAMIENTOS DE RUTA ó LEVANTAMIENTOS LONGITUDINALES.
- Dentro de los levantamientos topográficos se encuentran:

a. LEVANTAMIENTOS DE TERRENOS EN GENERAL

Tienen por objeto marcar linderos ó localizarlos medir y dividir superficies, ubicar terrenos planos generales ligado con levantamientos anteriores ó proyectar obras y construcciones.

En este tipo de levantamientos además de lo poligonal se toma en consideración RADIACIONES para fijar otros puntos fuera de la misma (poligonal), y también mediciones altimétricas para fijar el relieve del terreno.

b. LEVANTAMIENTOS HIDROGRAFICOS

Son los levantamientos que representan cuerpos de agua como mares, lagos y ríos. Este tipo de levantamientos requiere de métodos diferentes, los cuales permiten medir largas distancias cubiertas de agua y en su mayoría se debe de verificar las mediciones desde embarcaciones.

c. LEVANTAMIENTOS DE MINAS

Son levantamientos subterráneos que tiene el mismo principio que un levantamiento común, pero bajo sistemas de trabajo y aparatos con características propias que facilitan la medición, controlando de esta manera los trabajos subterráneos y así relacionarlos con las obras de la superficie.

d. LEVANTAMIENTOS DE VIAS DE COMUNICACION

Tiene como objeto recavar información para estudiar y construir caminos, ferrocarriles, líneas de transmisiones entre ciudades, etc.

e. LEVANTAMIENTOS URBANOS

Son levantamientos que permiten determinar, estudiar, proyectar y reformar todo sistema de distribución de áreas urbanas, así como el trazo de las calles, drenajes y demás obras de ingeniería que una ciudad requiere.

f. LEVANTAMIENTOS CATASTRALES

Son parecidos a los anteriores, tratan de la distribución de la propiedad urbana ó rural del país. En la actualidad estos levantamientos se hacen en base a fotografía aérea, a escala 1:5000 que permiten apreciar con precisión todos los detalles de las diferentes propiedades. Las mediciones de áreas se hacen generalmente con planímetro (instrumento utilizado para medir áreas sobre un plano). Estos levantamientos ayuda a fijar ó delimitar linderos, como también estiman y fijan los impuestos correspondientes a la tributación fiscal de bienes inmuebles.

g. LEVANTAMIENTOS FOTOGRAMETRICOS O AEREOS

Son los que se hacen por medio de fotografías aéreas las cuales al ser unidas entre sí, forman los llamados FOTOMAPAS. Sirven como base ó auxiliares muy valiosos de todos los levantamientos específicamente en la elaboración de mapas territoriales ó extensiones grandes de terreno. Estos mapas necesitan forzosamente de mediciones terrestres por medios topográficos que sirven de control para la restitución correspondiente.

El equipo utilizado es sofisticado y especializado, tanto para la toma de la fotografía como para la restitución y dibujo de los mapas.

La FOTOGRAFIA AEREA ó FOTOGRAMETRIA se aplica más extensamente en:

- Mapas catastrales tanto de ciudades como el área rural.
- Como complemento de los trabajos topográficos - permitiendo complementarlos con toda clase de detalles que generalmente son tardados y por ende costosos por los métodos tradicionales.
- Planos acotados con curvas de nivel.

El aporte más valioso de la FOTOGRAMETRIA talvez sea la obtención en una forma bastante sencilla, de planos con curvas de nivel. Los juegos estereoscópios de fotografías aéreas permiten observar terceras dimensiones de los terrenos y con equipo especial se puede situar un punto flotante sobre la visión estereoscópica y hacerlo que se mueva sobre - curvas de igual altura sobre el nivel del mar; reproduciendo con exactitud este tipo de planos.

1.1.1.2 LEVANTAMIENTOS GEODESICOS

Se mencionó con anterioridad que los levantamientos topográficos se utilizan para medidas pequeñas con relación a la superficie terrestre. Son representados o proyectados en el papel; tales papeles se llaman PLANOS. Ahora bien como en la superficie plana de un trozo de papel solo puede representar con fidelidad el plano horizontal, y como la superficie de la tierra es curva, como sabemos, resulta que no podemos representar la medida en un MAPA ó en la confección de las CARTAS GEOGRAFICAS. Para tales fines es que utilizamos entonces los LEVANTAMIENTOS GEODESICOS.

Todas las mediciones geodésicas se refieren a la superficie del mar y siempre se toma en cuenta la curvatura terrestre, por lo que todas las líneas son curvas y forman triángulos esféricos (Ver fig. 9).

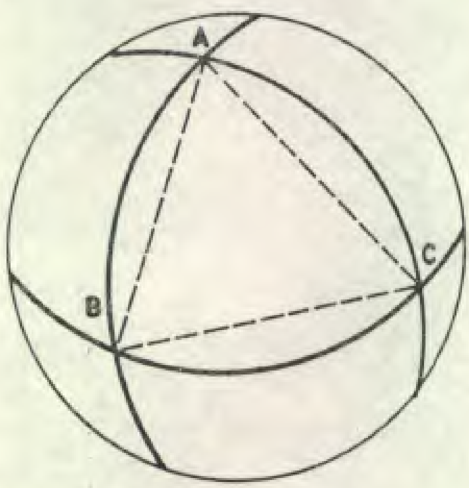


FIG. 9

Tienen como finalidad el hacer levantamientos de gran precisión, empleando sistemas propios y equipo mucho más exacto que en los otros trabajos topográficos. Es recomendable para mediciones de grandes extensiones como por ejemplo municipios, países, naciones, etc.

1.2 HIPOTESIS DEL PLANO DEL HORIZONTE

Se llama PLANO DEL HORIZONTE a todo plano perpendicular a la VERTICAL de un punto.

Definiéndose como VERTICAL a la recta que une el centro de la tierra con un punto de su superficie en que se supone colocado el observador.

- EJEMPLO:

Supongamos que un observador está en un punto sobre la superficie terrestre, la vertical de ese lugar prolongada hacia arriba, corta a la esfera celeste en el CENIT del observador y en sentido contrario, la corta en el punto llamado NADIR (Ver fig 10).

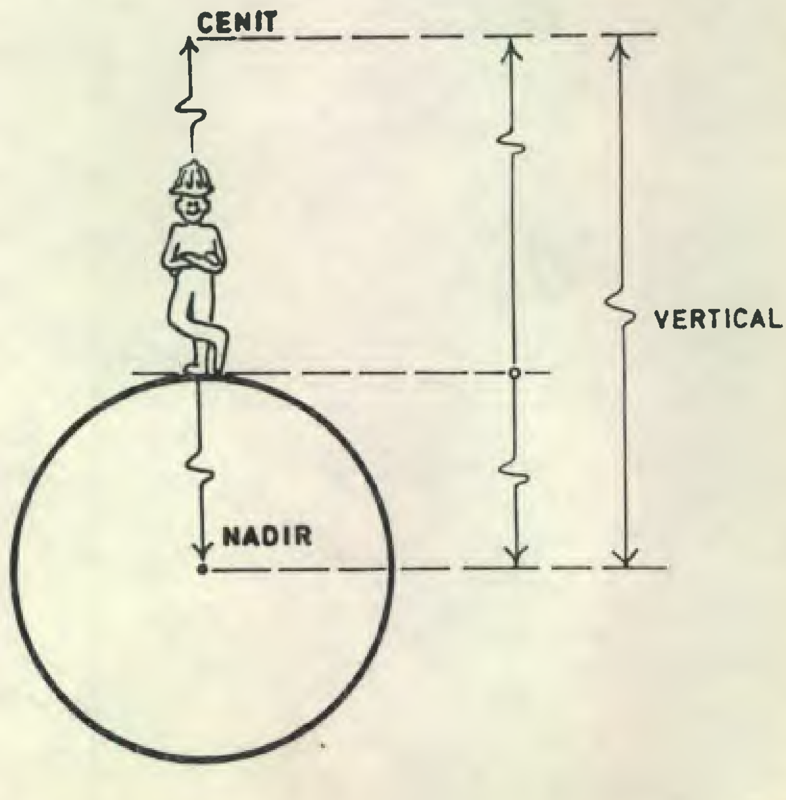


FIG. 10

NOTA: En resumen, se puede decir que el CENIT es la vertical prolongada del punto de la superficie hacia arriba y NADIR es la misma vertical que sale del mismo punto, solo que en sentido contrario.

1.3 REFERENCIAS, UNIDADES Y DENOMINACIONES USADAS PARA MEDIDA DE ANGULOS HORIZONTALES Y VERTICALES

Cinco clases de mediciones, que se ilustran en la fig. 11, forman la base de la topografía plana: 1)ángulos horizontales, 2)distancias horizontales, 3)ángulos verticales, 4)distancias verticales y 5) distancias inclinadas. Angulos como AOB, y distancias como OA y OB, se miden en planos horizontales;ángulos como AOC se miden en planos verticales. Las distancias verticales AC y DB se miden en la dirección de la gravedad, y distancias inclinadas, como OC, se determinan según planos inclinados con respecto a la horizontal. Empleando combinaciones de estas medidas básicas pueden calcularse posiciones relativas entre puntos cualesquiera.

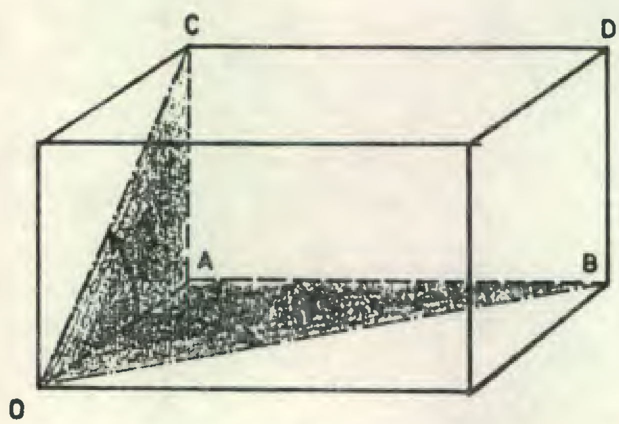


FIG. 11

1.3.1 ANGULO HORIZONTAL Y VERTICAL

El ángulo horizontal y vertical, se definen como la abertura formada por dos líneas que pasan sobre dos puntos (a y b), a los cuales se les quiere localizar, ya sea sobre el plano horizontal o sobre el plano vertical, y que al prolongarse se cortan en un punto llamado vértice (C=punto donde está colocado el observador), dándonos un valor angular dependiendo del sistema que optemos ó la forma como subdividimos la circunferencia (Ver fig. 12)

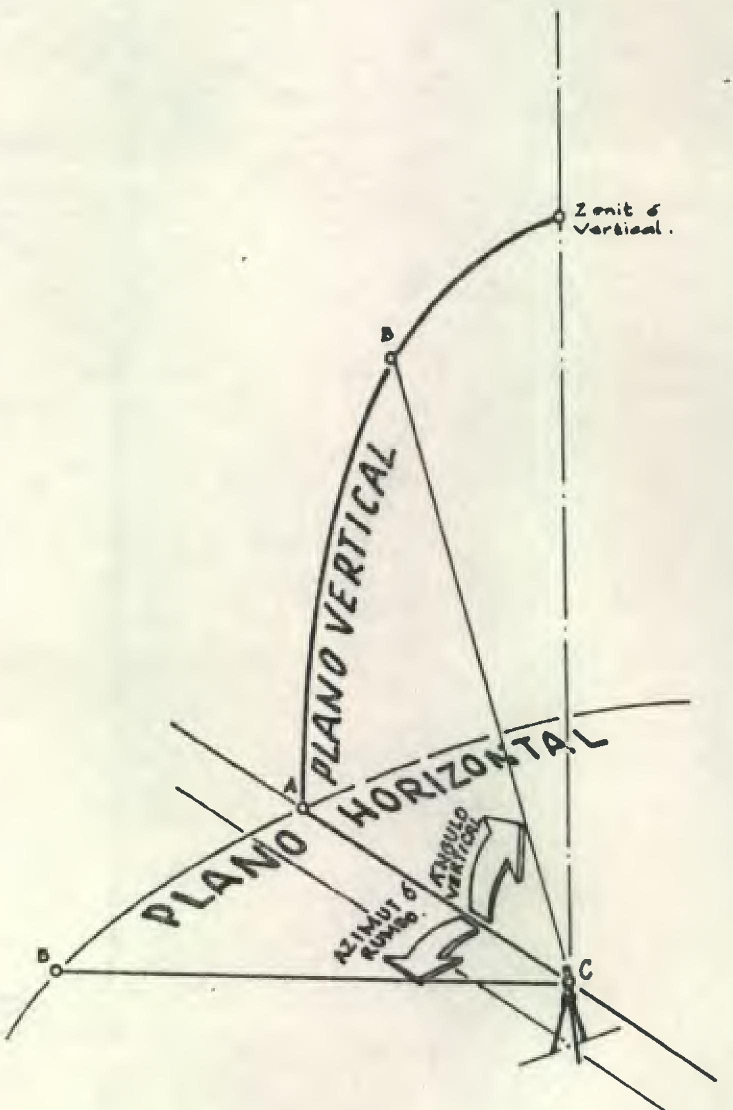


FIG. 12

El ángulo vertical nos proporciona más que todo, puntos que nos servirán como referencias en altimetría ó - nivelación, así como también nos sirve para hallar inclinaciones, pendientes, taludes, para observaciones relacionadas con orientaciones astronómicas, etc.

1.3.2 REFERENCIAS

Son un conjunto de marcas, no forzosamente permanente, que sirven como base para poder determinar la posición de un punto en una poligonal mediante la medida de ángulos horizontales ó verticales, con el fin de poderlo replantear (Ver Fig. 13).

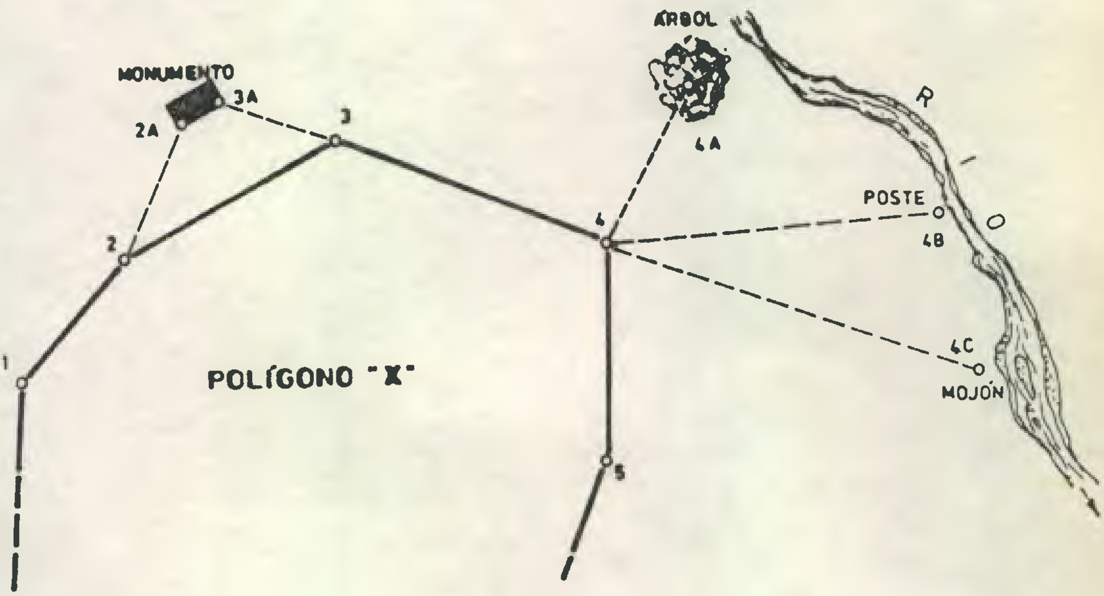


FIG. 13

- 2, 3 y 4 son puntos ó estaciones de la poligonal x referidos a una marca; normalmente con uno de ellos es suficiente para localizar su posición.

1.3.3 UNIDADES Y DENOMINACIONES

La unidad de medida angular (horizontal ó vertical) varía con el sistema de división que se adopte para la circunferencia, pudiendo ser los denominados SEXAGESIMALES, CENTESIMALES ó RADIANES.

1.3.3.1 LA GRADUACION SEXAGESIMAL

Divide la circunferencia en 360 partes iguales, llamadas GRADOS; el grado, a su vez se subdivide en 60 MINUTOS y el minuto en 60 SEGUNDOS. Ver figura 14.

Por ejemplo la medida del ángulo

35° 50' 21.5"

Se leerá: treinta y cinco grados, cincuenta minutos, veintiun segundos y cinco décimas de segundo.

No debemos olvidar cuando se efectúen operaciones aritméticas con ángulos expresados en el sistema sexagesimal, que son números complejos en los que cada unidad contiene 60 veces a la inmediata inferior.

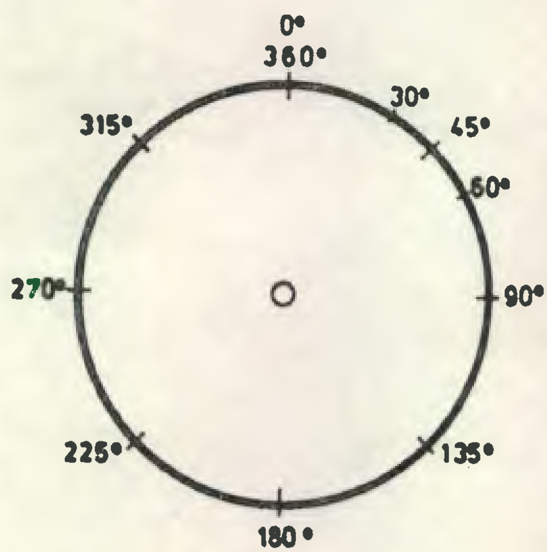


FIG. 14

1.3.3.2 EN EL SISTEMA CENTESIMAL

La circunferencia se divide en 400 partes iguales, llamadas también grados, cada uno de los cuales tiene 100 minutos y cada uno de estos 100 segundos. Ver Fig. 15.

Ejemplo: La medida del ángulo

82 g 7265

Se leerá: Ochenta y dos grados, setenta y dos minutos y sesenta y cinco centesimales.

Para pasar de uno a otro sistema, debemos de utilizar la siguiente proporción:

$$\frac{360}{400} = \frac{x^\circ \text{ (Grados sexagesimal)}}{Y_g \text{ (Grado centesimal)}}$$

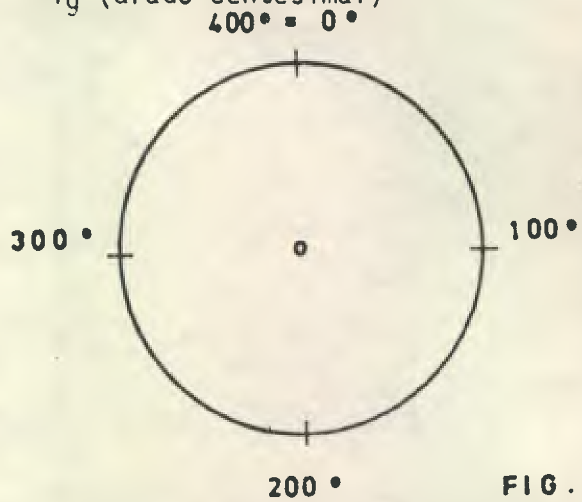


FIG. 15

En caso de que el ángulo se halle expresado en grados ó en partes de grados (minutos ó segundos), es necesario reducirlos a la fracción menos especificada.

1.3.3.3 RADIANES

Con el nombre de RADIAN se conoce al ángulo que forma la longitud del radio de una circunferencia sobre-puesto en el perímetro de la misma con radios de igual valor (Ver Fig. 16).

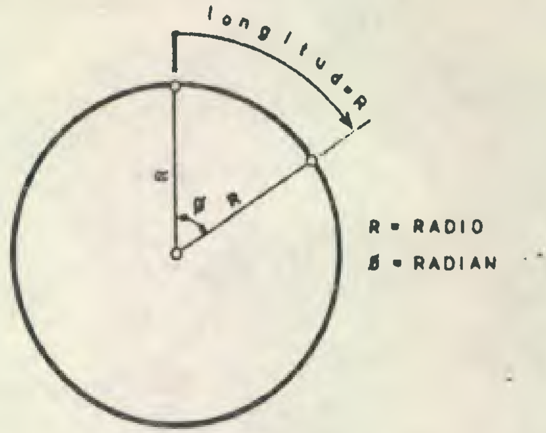


FIG. 16

El diámetro de una circunferencia, está repetido - 3.14 veces, sobre el perímetro de la misma, conociéndose este valor, con el nombre de "pi" y se representa con el signo "π" (Ver fig. 17).

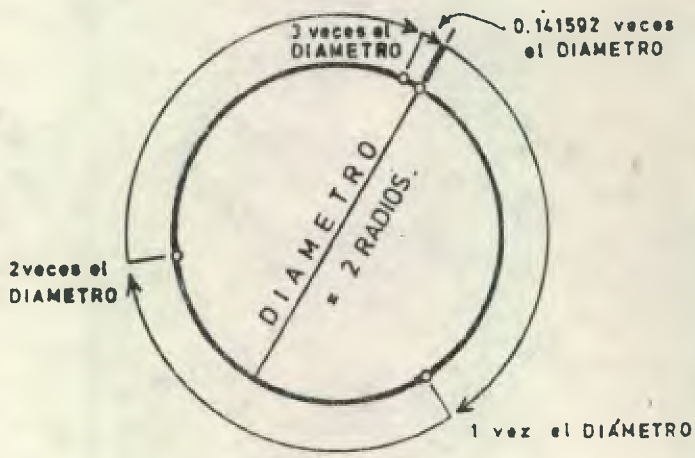
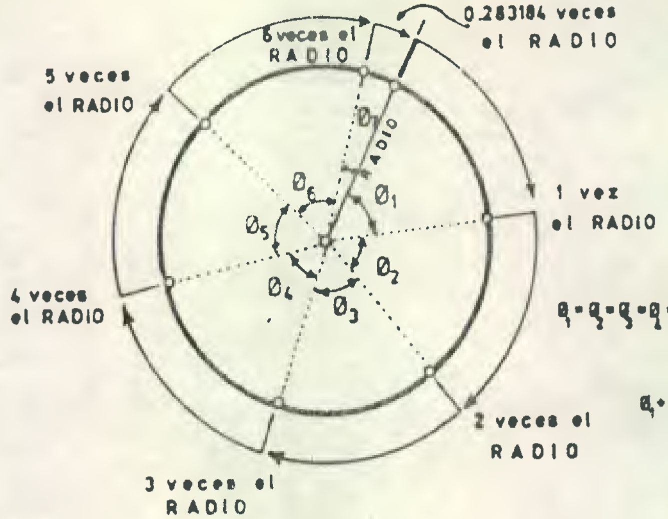


FIG. 17

Ahora bien, si el diámetro está repetido 3.14 veces, y éste es el doble del tamaño del radio; podemos decir que el radio se repite 6.28 veces. (ver Fig. 18) sobre el perímetro de la circunferencia.



$\theta_1 = \theta_2 = \theta_3 = \theta_4 = \theta_5 = \theta_6 =$ 1 radian

$\theta_1 + \theta_2 + \theta_3 + \theta_4 + \theta_5 + \theta_6 =$ 6 rad.

$\theta_7 =$ 0.283184 rad.

6.283184 rad.

FIG. 18

Como vemos el radián además de ser un ángulo, es también un factor que nos indica el número de veces que se repite el radio sobre el perímetro de la circunferencia sin importar su valor nominal, puesto que el radio puede ser de valor infinito, pero el ángulo seguirá siendo el mismo y las repeticiones del radio sobre el perímetro también Ver Fig. 19. (En página siguiente).

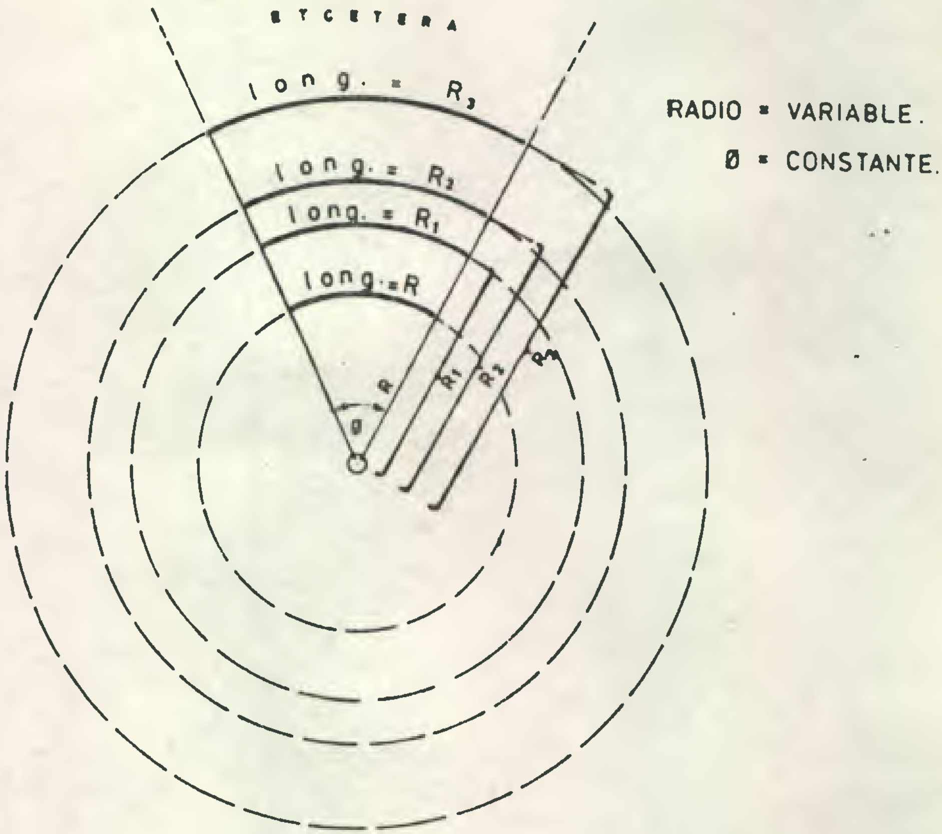


FIG. 19

Con respecto al sistema sexagesimal podemos hallar, a cuántos grados equivale un radián:

Si 6.28 radianes = 2π al despejar π tenemos:

$$\pi = \frac{6.28}{2} = 3.14 \text{ Rad.}$$

Toda la circunferencia es igual a 360° = 2π Rad

$\Rightarrow \pi$ Rad. = 360°/2 = 180°.

Entonces 1 Rad. = $\frac{180°}{\pi}$ = 57°.295780 = 57°17' 44.81"

Otra forma más simple sería con una regla de tres

si 360° ______ 6.28 Rad.

x ______ 1 Rad.

$$1 \text{ Rad.} = \frac{360°}{6.28} = 57°\ 17'\ 44.8''$$

Con la relación de que 360° = 2 π radianes obtenemos la siguiente tabla, Ver Fig. 20.

MEDIDA ANGULAR	0°	30°	45°	60°	90°	180°	270°	360°
MEDIDA EN RADIANES	0	$\pi/_6$	$\pi/_4$	$\pi/_3$	$\pi/_2$	π	$\frac{3\pi}{2}$	2π

NOTA:
PARA CONVERTIR CUALQUIER ANGULO (A°) A (π RAD.) SE USA : $\frac{X°\,\pi}{180°} \Rightarrow x = \text{grados}$

FIG. 20

Y es equivalente a la Fig. 21.

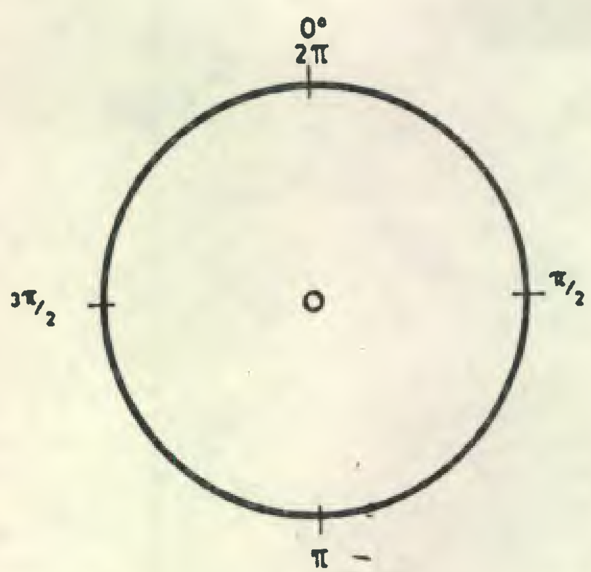


FIG. 21

El sistema SEXAGESIMAL es atribuido a Thales de Mileto (550 años A. de C.) y el CENTESIMAL ha sido propuesto por los franceses.

A pesar de las ventajas que ofrece este último, no ha tenido la aceptación que merece, por el trabajo que representaría modificar el sistema de tablas utilizadas en navegación, astronomía y topografía (Se emplea esta división en los instrumentos taquimétricos). Por este motivo se utilizará el sistema SEXAGESIMAL.

En lo referente a los ángulos medidos en RADIANES, se utilizan más en física u otros trabajos de topografía de mayor complicación; como en mediciones de longitud de cuerda y otros tipos de curvaturas que no se tocarán en este trabajo.

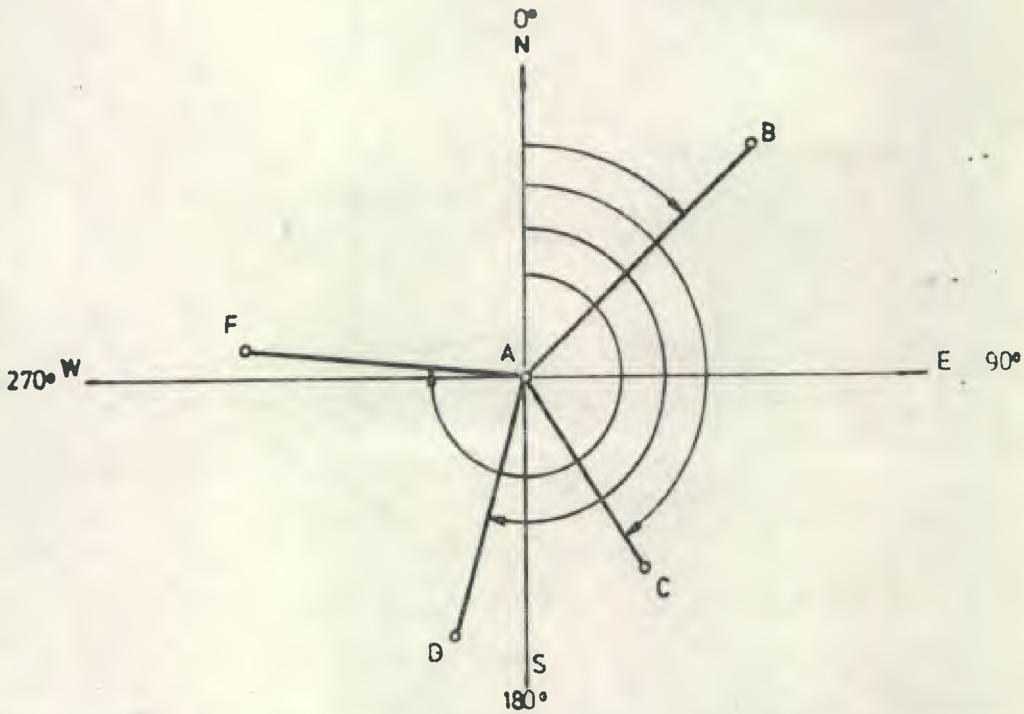
1.3.4 AZIMUT Y RUMBO

Recordemos que en levantamientos de pequeños terrenos, para obras de menor importancia, (que no sean medida legal) no es necesario referir LAS DIRECCIONES al norte magnético ó verdadero; se escoge entonces un punto arbitrario (punto de referencia) y su dirección se toma desde un equivalente al norte verdadero el cual será, en la línea norte-sur.

En base a la dirección de esta línea tomada a partir del eje de referencia, norte-sur; se pueden definir por su Azimut ó por su Rumbo.

1.3.4.1 AZIMUT

Se llama AZIMUT de una línea, al ángulo que ésta forma con respecto a la dirección norte-sur, cuyo valor es de 0° a 360°, contados según el sentido de la marcha de las agujas del reloj (Ver fig 22.



De A a B	el azimut es de:	45°	y puede variar de	$0° \leq \widehat{AB} < 90°$
De A a C	el azimut es de:	150°	y puede variar de	$90° \leq \widehat{AC} < 180°$
De A a D	el azimut es de:	200°	y puede variar de	$180° \leq \widehat{AD} < 270°$
De A a F	el azimut es de:	280°	y puede variar de	$270° \leq \widehat{AF} \leq 360°$

FIG. 22

1.3.4.2 AZIMUT INVERSO

Una línea entre dos puntos A y B puede ser recorrida en dos sentidos. Si la recorremos en el sentido AB, como en la Fig. 23, el azimut directo es de 45°, lo que es igual a decir el $Az_{AB} = 45°$; si esta misma línea la recorremos en sentido INVERSO es decir de BA su $Az_{BA} = 45° + 180° = 225°$.

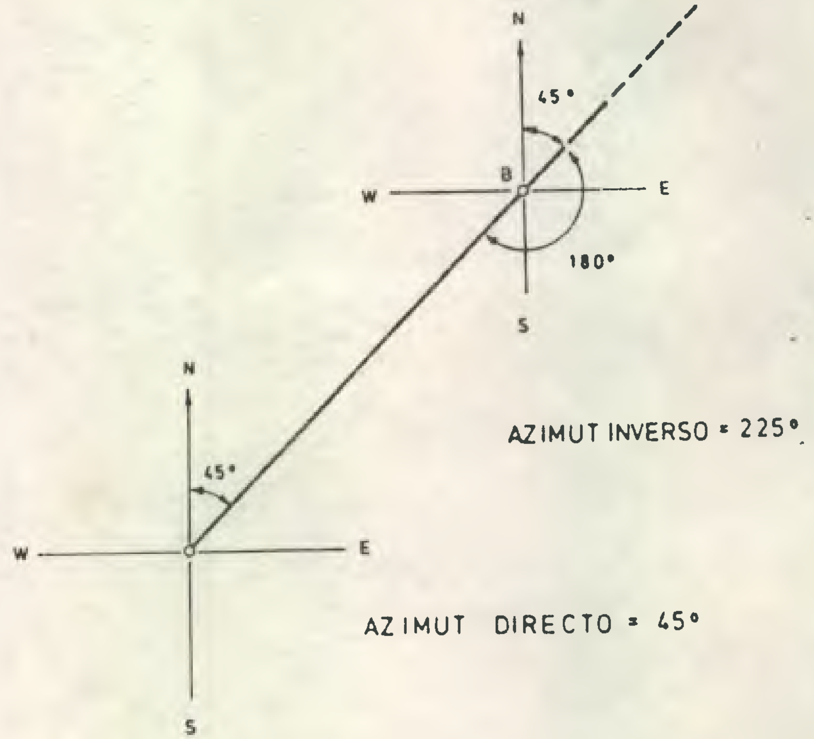


FIG. 23

Para verificar el cálculo en forma rápida, cuando no se quieren hacer esquemas, aunque siempre se aconseja hacerlo; tomar como regla que: Cuando el ángulo dado en azimut no pasa de 180°, su INVERSO será el valor del azimut más 180°. Si el valor es mayor a 180° para hallar su inverso se le deberá restar 180°, siendo esto lógico porque si toda la circunferencia vale 360° y tenemos un ángulo mayor a 180° no se le puede sumar los 180°, para hallar su inverso porque sobrepasaría los 360° de toda la circunferencia.

Si tenemos un Az_{AB} = azimut directo = 225° Ver Fig 24 que es el ángulo al cual llegamos en la Fig. an terior y queremos saber cuál es su inverso, tenemos entonces que:

$A_z \ I_{AB}$ = inverso = 225°-180° = 45°

que es el valor del ángulo inicial de la explicación anterior.

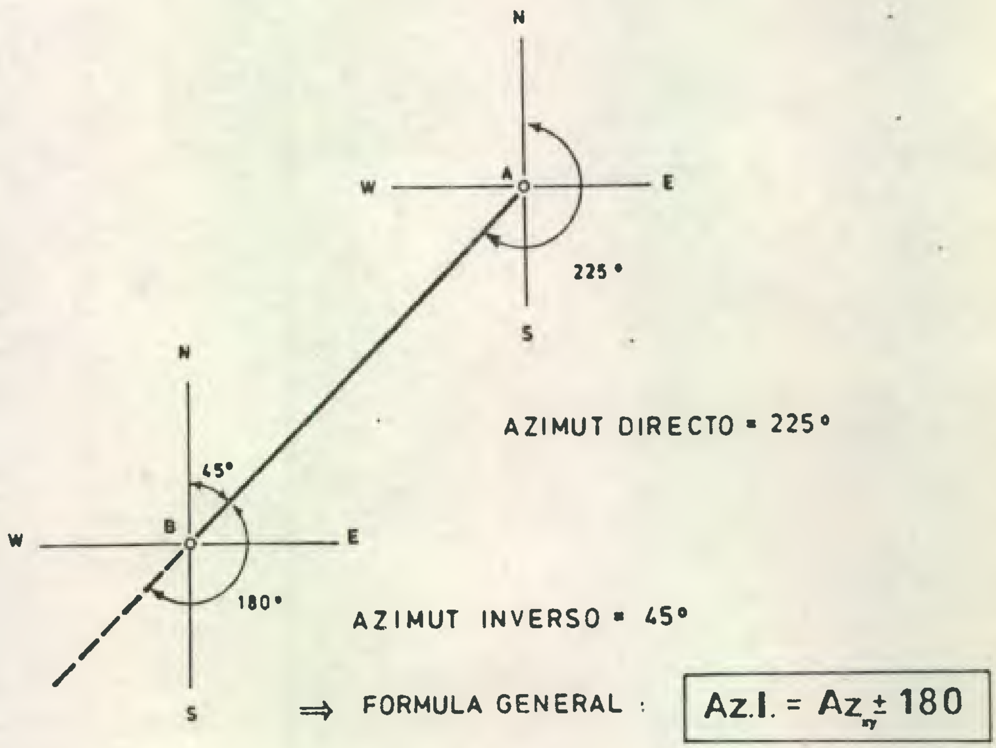


FIG. 24

1.3.4.3 RUMBO

Es el ángulo que forma unalínea con el eje norte-sur, cuyo valor va de 0° a 90° a partir del norte ó sur con dirección al este o hacia el oeste. Ver Fig. 25.

Si tomamos la circunferencia (360°) y decimos que el valor no es mayor a 90° quiere decir que la estamos subdividiendo en cuatro cuadrantes,estos cuadrantes se conocen como noreste = primer cuadrante, sureste = segundo cuadrante, suroeste (surwest) = tercer cuadrante y noroeste (norwest) = cuarto - cuadrante.

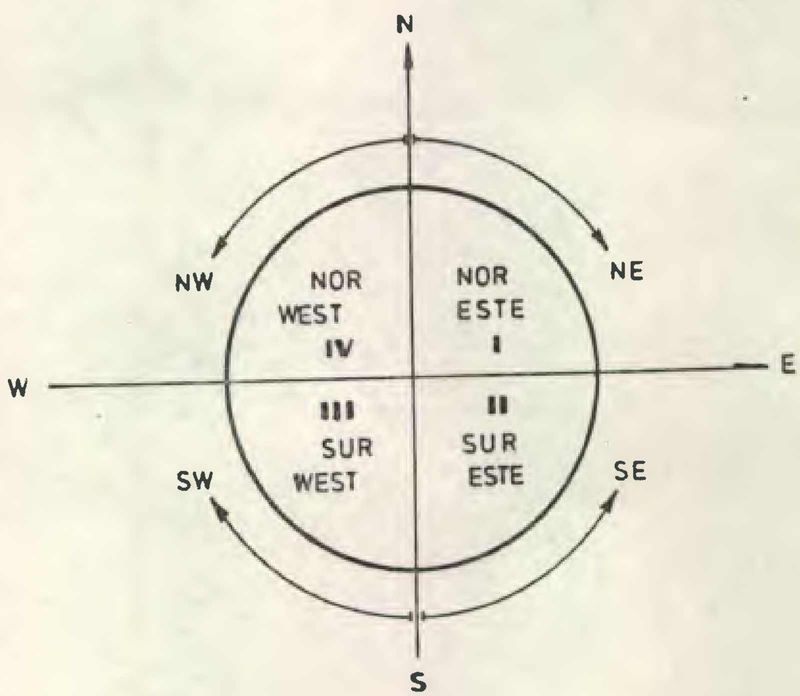
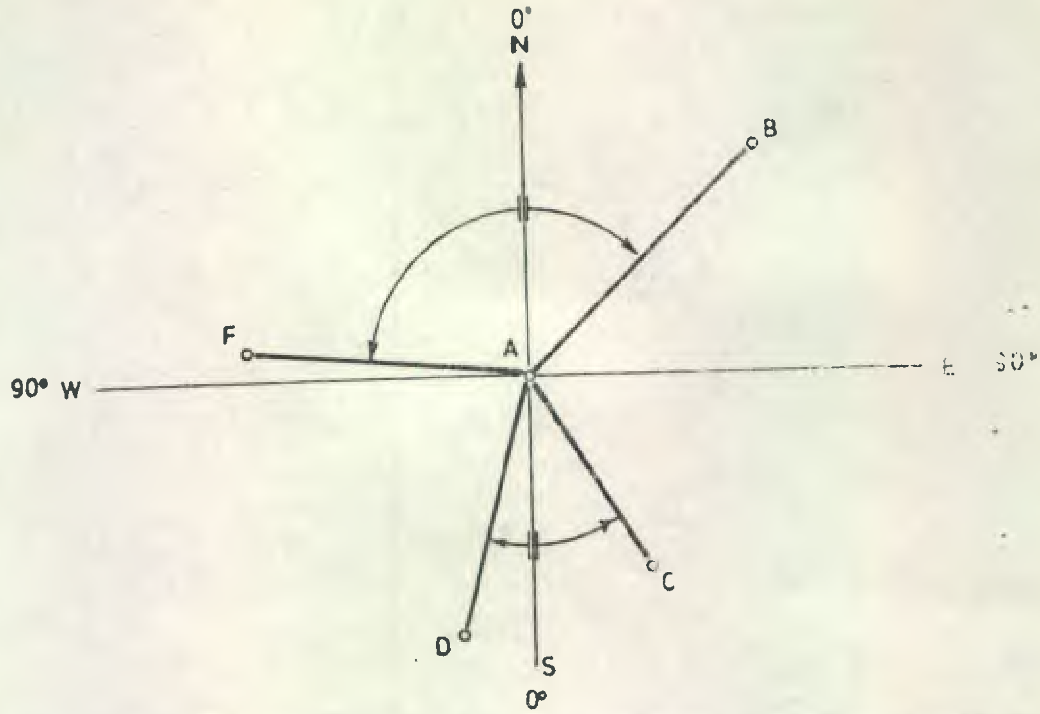


FIG. 25

Con el método de comparar y que se entienda claramente la diferencia de un rumbo con respecto a un azimut, tomemos las mismas direcciones de la Fig. 22, transformándose para su lectura en la Fig. 26.



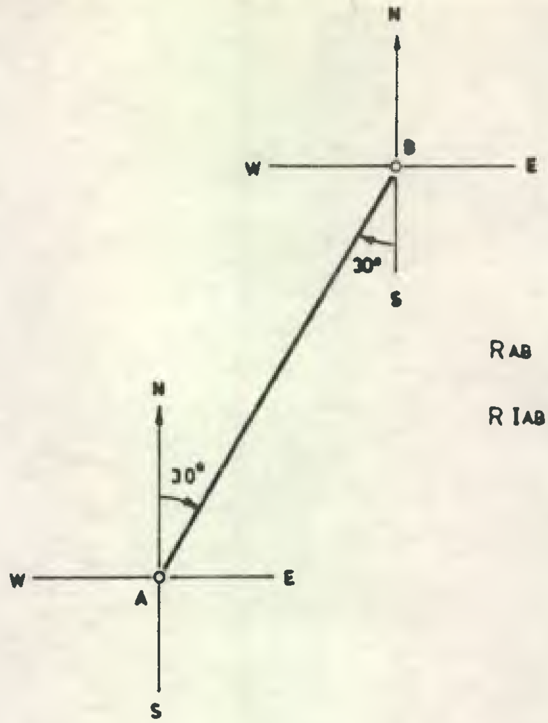
De	A a B	el rumbo es de :	45°	y varía en el I cuadrante	$0° \leq \widehat{AB} \leq 90°$
De	A a C	el rumbo es de :	30°	y varía en el II cuadrante	$0° \leq \widehat{AC} \leq 90°$
De	A a D	el rumbo es de :	20°	y varía en el III cuadrante	$0° \leq \widehat{AD} \leq 90°$
De	A a F	el rumbo es de .:	80°	y varía en el IV cuadrante	$0° \leq \widehat{AF} \leq 90°$

FIG. 26

1.3.4.4 RUMBO INVERSO

En la misma forma que explicamos para el azimut, - existe también un rumbo inverso cuando recorremos una línea en el sentido contrario.

Como puede verse en la Fig. 27, es más sencillo de calcular que el del azimut, pues para rumbo inverso solo basta con cambiarle ambas siglas al rumbo, tomando como base que el opuesto al norte es el sur, del este el oeste y viceversa.



R_{AB} = DIRECTO = N 30° E

$R\,I_{AB}$ = INVERSO = R_{BA} = S 30° W

FIG. 27

En términos generales, ningún rumbo puede tener un valor angular mayor de 90°.

Se hace también necesario que indiquemos en todo momento las siglas del cuadrante.

Unicamente en el primer cuadrante coinciden el rumbo y el azimut en valor numérico.

El sistema azimutal, si es posible escoger, la preferimos para trabajar en el campo, por ser más claro y no tener que preocuparnos por indicar el cuadrante para cada ángulo que midamos.

El sistema de rumbos lo usaremos en el campo, cuando el aparato no posea más que esta graduación.

En el gabinete para el dibujo del plano, si para trazar los ángulos se usa el método de tangentes y cotangentes, el sistema de rumbos es más conveniente ya que facilita dicha operación por no pasar el valor angular de 90°.

También presenta ventajas para el cálculo de coordenadas ya que da automáticamente el signo de las proyecciones.

En los planos de presentación solo se utilizan los grados en rumbos, tanto el azimut como el rumbo, pueden ser verdaderos ó magnéticos, según que el orígen se refiere al norte geográfico o al magnético.

1.3.4.5 REDUCCION DE AZIMUT A RUMBOS

Como observamos, es importante conocer ambos (azimut y rumbo), lo que hace indispensable saberlos - reducir de un sistema a otro, lo cual se representa en forma sencilla, con el cuadro siguiente: Ver Fig. 28.

	CUADRANTES			
	I	II	III	IV
RUMBO	N (AZ) E	S(180 - AZ)E	S(AZ -180)W	N(360 -AZ)W
AZIMUT	R	180 - R	R + 18C	360-R -

FIG. 28

Para su interpretación, lo leemos fácilmente mediante las reglas:

1. Para azimutes comprendidos entre 0° y 90° el rumbo tiene el mismo valor numérico y pertenece al cuadrante NE.

2. Para azimutes comprendidos entre 90° y 180° el rumbo es (180° — Az) y pertenece al cuadrante SE.

3. Para azimutes entre 180° y 270° el rumbo es (Az — 180°) y está en el cuadrante SO.

4. Para azimutes entre 270° y 360° el rumbo es (360° — Az) y se halla en el cuadrante NO.

Ejemplo: Reducir los azimutes siguientes a rumbos:

60° 30'   240° 10'   352° 10'   131° 00'

Azimut		Rumbo
60° 30'		N 60° 30' E
240° 10'	(240° 10' — 180°)	S 60° 10' O
352° 10'	(360° — 352° 10')	N 07° 50' O
131° 00'	(180° — 131° 00')	S 49° 00' E

Siempre si tenemos duda a la hora de efectuar un calculo de un punto de importancia ó si solo se tiene la curiosidad, se aconseja hacer el dibujo respectivo, para obtener una mejor visualización.

1.4 CONCEPTOS SOBRE DISTANCIAS HORIZONTALES Y FORMAS DE EXPRESION DE LA INCLINACION

En planimetría, cuando hablamos de una distancia entre dos puntos, nos referimos siempre a la DISTANCIA HORIZONTAL; esta puede haber sido medida en forma horizontal inmediatamente ó en forma inclinada, en cuyo caso será necesario conocer la inclinación del terreno para poder reducir la distancia, al horizonte. Si el caso fuera el de efectuar la medición en forma inclinada, debemos hacerlo ver. Como ejemplo: Toda distancia reducida al horizonte la podemos representar por la letra "d" minuscula, mientras que la otra, es decir la distancia inclinada; por una "L" mayúscula. Ver Fig. 29.

FIG. 29

Estos son detalles sencillos pero de mucha importancia puesto que la medición de distancias es fundamental en topografía, aún cuando los ángulos puedan leerse con precisión con equipos sofisticados, tiene que medirse por lo menos la longitud de una línea para complementar la medida de ángulos en la localización de puntos.

Tomando como referencia la Fig. 30, podemos considerar que existen tres tipos de distancia:

a. La AB distancia inclinada ó directa.
b. La rasante del terreno ó distancia natural
c. La AD, la proyección horizontal también llamada distancia horizontal.

FIG. 30

Las formas de expresión de la inclinación son: ángulos de inclinación, ángulo cenital, pendiente en porcentaje y por mil, talud, ángulo de reposo, los cuales, se detallan a continuación.

1.4.1 ANGULO DE INCLINACION = i°

Es el ángulo que el terreno forma con la horizontal.

Según su posición con respecto a esta pueden ser divididos en dos clases:

a. POSITIVOS: Si están situados sobre la horizontal, implica que el terreno sube; como en "C" Ver Fig. 31.

b. NEGATIVOS: Si están situados debajo de la horizontal, implica que el terreno baja, como ocurre en el caso "e" de la misma figura.

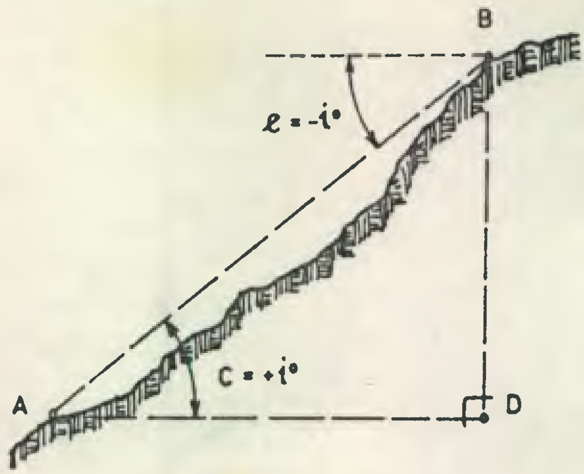


FIG. 31

1.4.2 ANGULO CENITAL = z°

Es el ángulo medido desde el zenit ó cenit, a la visual paralela al terreno. Ver Fig. 32, y nunca puede ser mayor a 180°.

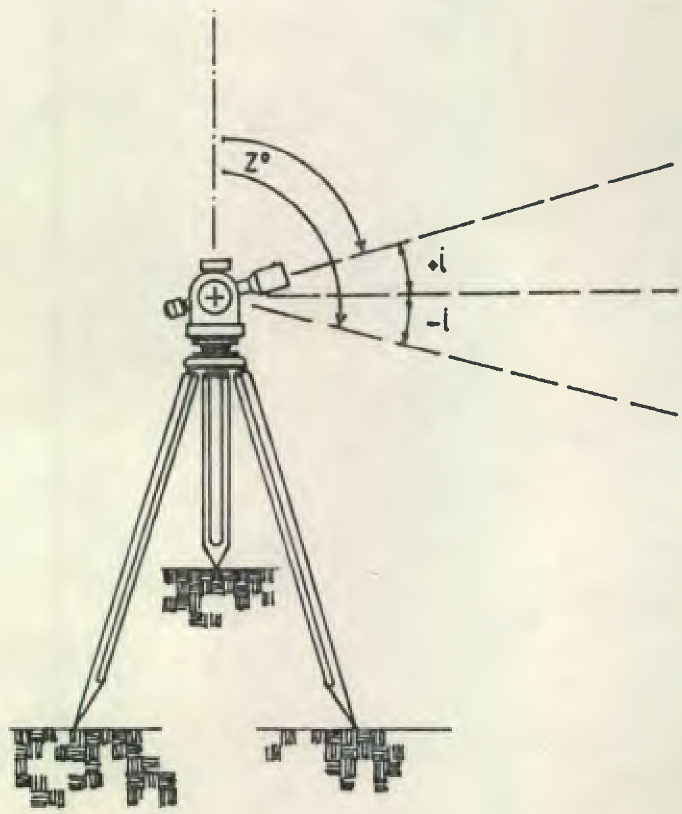


FIG. 32

Conociendo los ángulos de inclinación y relacionándolos con los ángulos cenitales, podemos decir que al ángulo cenital mayor de 90° les corresponde un ángulo de inclinación negativo, son de depresión ó descendentes, como en "b" de la Fig. 33; mientras que a los menores de 90° les corresponde un ángulo de inclinación positivo, son de elevación o ascendentes, como es el caso de "a".

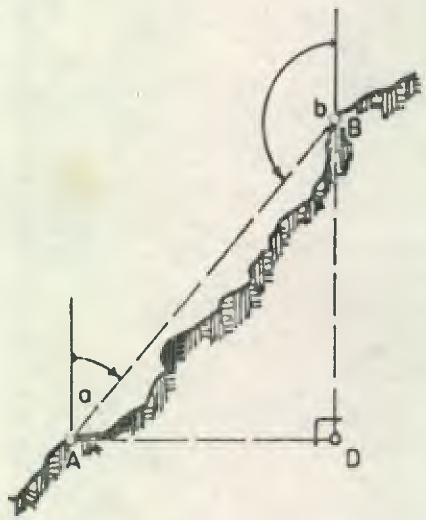


FIG. 33

1.4.3 PENDIENTE EN PORCENTAJE Y POR MIL

La pendiente es el ascenso o descenso vertical por cada 100 unidades de distancia horizontal ó es la expresión en % de lo que un terreno sube ó baja en 100 mts. Así, una pendiente de 2.5% significa que hay una diferencia de elevación de 2.5 mts para cada 100 mts de distancia horizontal (Ver Fig. 34).

Esta forma se utiliza más que todo en construcción de carreteras, túneles, trampas, tuberías, etc.

Como toda inclinación debe de llevar un signo, decimos que la pendiente es positiva (+) si sube (en el sentido del ca minamiento); y negativa (-) si baja. Ver Fig. 35..

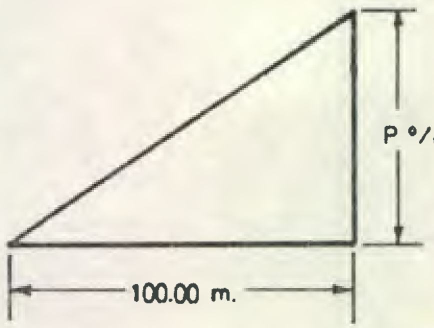
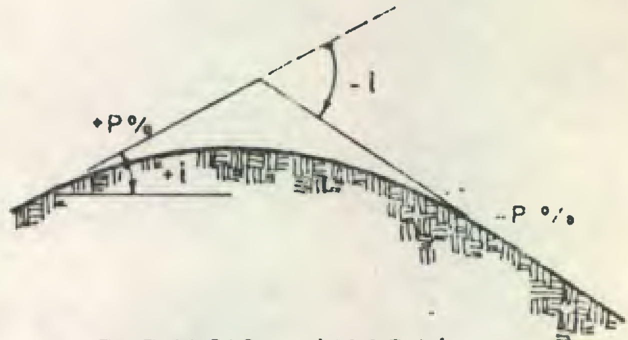


FIG. 34

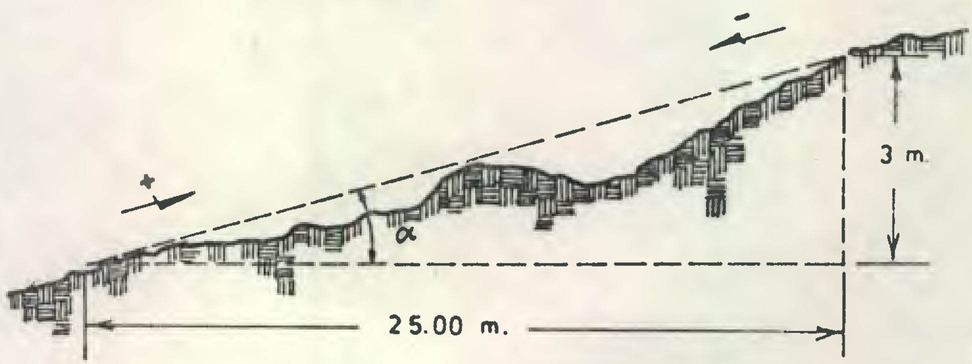


ELEVACION. (PERFIL)

FIG. 35

Ejemplo: La pendiente = al valor de la tangente.

Tomando como base este principio, hallaremos el valor de - la pendiente; de la figura siguiente:

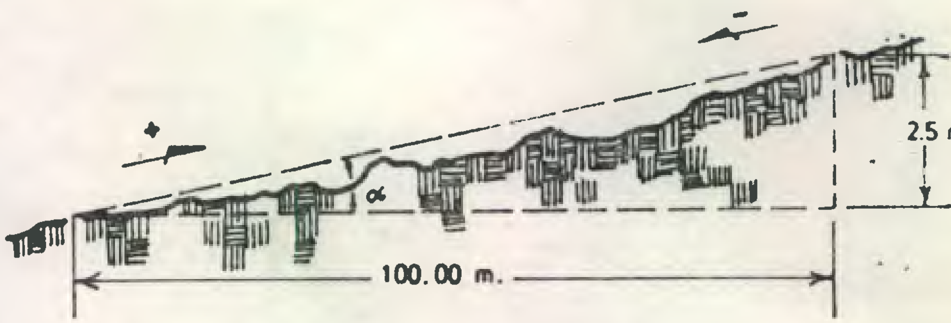


POR LA RELACION DE TRIANGULOS TENEMOS QUE:

$$\frac{P\%}{100} = \frac{3}{25} \Longrightarrow \mathbf{P} = 0.12 \times 100 = \mathbf{12\ \%}$$

FIG. 36

Sí en lugar de 25 mts hubiéramos tenido que la distancia - horizontal es de 100 mts exactos, directamente sabemos que la pendiente es igual al valor de la elevación como cuando se explicó al principio. Veamos la Fig. 37



$$\frac{P\ \%}{100} = \frac{2.5}{100} \Longrightarrow P = 2.5\ \%$$

FIG. 37

Sí en todo caso no podemos saber ó conocer el valor de la elevación, debemos de obtener la pendiente de la siguiente manera:

Ejemplo: Con los datos de la Fig. 38 desconocemos h.

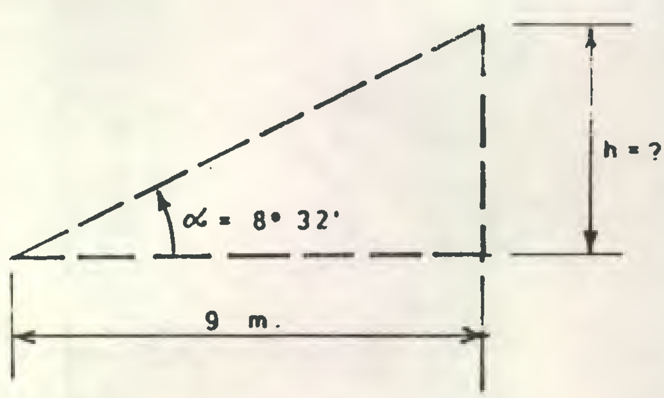


FIG. 38

Por relación de triángulos tenemos:

$$\frac{P\ \%}{100} = \frac{h}{9}$$

En este caso tenemos dos incognitas que son la pendiente y la elevación, despejando una de ellas:

$$\operatorname{Tan} \alpha = \frac{h}{9}$$

$$\operatorname{Tan}\ (8.53)^\circ \times 9 = h$$

$$h = 1.35 \text{ mts}$$

Regresando a la expresión anterior:

$$\frac{P\ \%}{100} = \frac{1.35}{9} \Rightarrow P = 15\ \%$$

Si se desea expresar la pendiente por mil, se utiliza el mismo proceso anterior, únicamente tomando en cuenta que en lugar de 100 unidades, son 1000 unidades de distancia horizontal.

Cuando decimos unidades, en lugar de metros, es porque podemos usar el porcentaje ó por mil, en pies, millas, kms, etc., toda vez su elevación este expresada con la misma unidad de medida.

Ya hemos observado pues, que todas las distancias en un plano son distancias horizontales (explicación en puntos anteriores) y que la necesidad de obtener la PENDIENTE llamada también PORCENTAJE DE INCLINACION O GRADIENTE a lo largo de la distancia medida es por lo tanto de vital importancia.

Si no se toma esta precaución, se producirá constantemente un error que será acumulativo y siempre positivo. El error de omitir la corrección por pendiente varía con el ángulo de inclinación de la recta que se mida.

Por su pendiente los terrenos se clasifican según la Fig. 39.

CLASIFICACION DE LOS TERRENOS POR SU PENDIENTE.

FIG. 39

1.4.4 TALUD: (x/1)

Expresa la cantidad horizontal que un corte o relleno tiene, por cada unidad de altura. Ver Fig. 40.

El talud es igual a la pendiente, pues es otro término utilizado en carreteras que nos indica la inclinación de los lados del corte ó relleno de la misma.

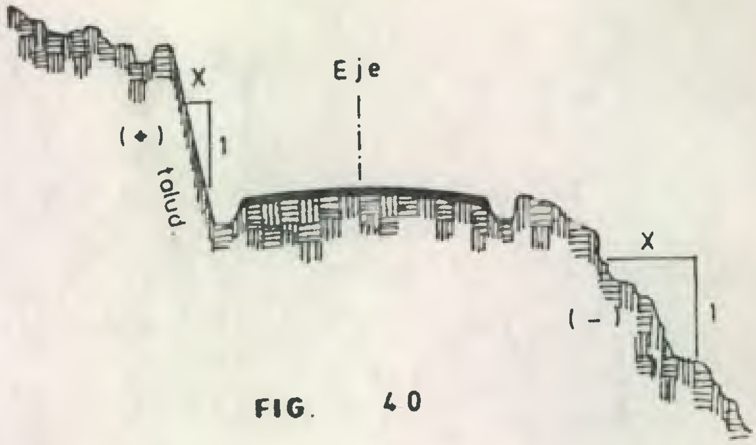


FIG. 40

Su valor también lo hallamos por relación de triángulos.

Ejemplo: Veamos la Fig. 41.

$$\frac{X}{1} = \frac{8}{6} \Longrightarrow X = 1.33$$

LO CUAL SE EXPRESA: Horizontal 1.33 : 1 Vertical

FIG. 41

En corte (c), el talud de 1/4:1 a 1/2:1.
Ver Fig. 42.

FIG. 42

En relleno (R), el talud varía de 1:1 a 1 1/2 y hasta 2:1, esto depende del tipo de material que se utilice en cada caso. Ver. Fig. 43.

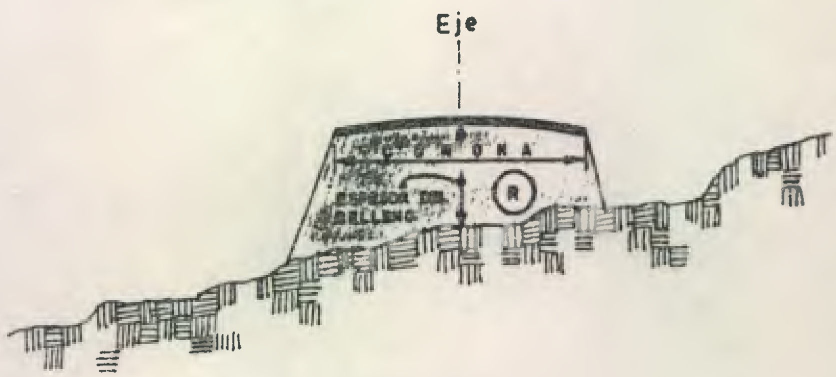


FIG. 43

1.4.5 ANGULO DE REPOSO

Es el ángulo que con la horizontal un material forma, en condiciones normales, al ser este depositado sobre el terreno. Ver Fig. 44.

En general, el talud de un relleno NUNCA debe sobre pasar al ángulo de reposo, para evitar de esta manera, los derrumbes.

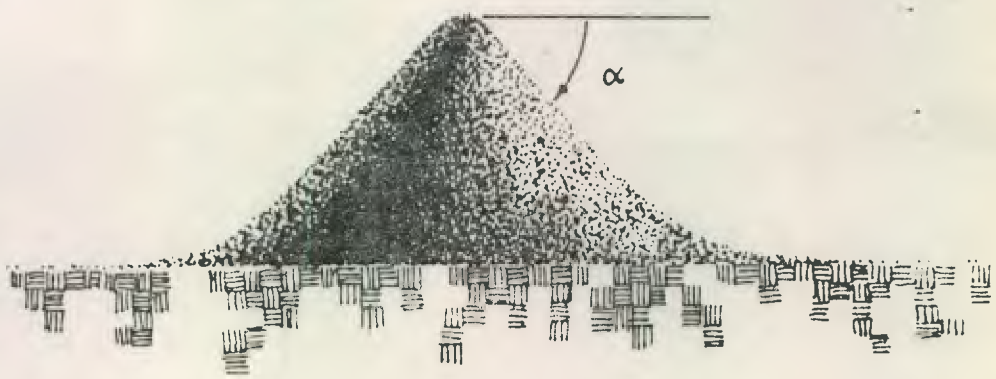


FIG. 44

1.5 UNIDADES DE MEDIDA

Medir significa establecer una relación entre magnitudes homogéneas, hallando cuantas veces una de ellas, llamada unidad, está contenida en la otra.

En topografía se consideran cuatro clases de magnitudes: Lineales, superficiales, angulares y de volumen.

En las magnitudes lineales la unidad es el metro, diezmillonésima parte de la longitud del cuadrante del meridiano terrestre, medidos por los matemáticos franceses Delambre y Méchain. Con objeto de materializar esta unidad, se confeccionó una regla de platino de sección rectangular, que por ley del 10 de diciembre del año 1799 fue declarada METRO VERDADERO Y DEFINITIVO y depositado en los archivos de Francia.

Según cálculos efectuados en 1843 por Federico G. Bessel y otras mediciones más modernas, el metro de los archivos de Francia resultaría 1/5 mm más corto que el verdadero, pero como seguramente cada medición dará una mayor precisión en virtud del perfeccionamiento de los instrumentos, se resolvió no corregir el metro patrón.

En 1875 se reunió la Convención Internacional del Metro, creando la Oficina Internacional de Pesos y Medidas, y el 26 de Septiembre de 1889, en su primera conferencia general, se creó la unidad de medida llamada METRO PROTOTIPO INTERNACIONAL. (=39.37 pulg).

En Octubre de 1960, en la Conferencia General sobre Pesas y Medidas (CGPM), Estados Unidos y otras 35 naciones acordaron redefinir el metro en función de la longitud de onda de una cierta clase de luz. En la actualidad, el metro es igual a la longitud de 1 650 763.73 ondas de la luz rojo-anaranjada producida por la combustión del elemento criptón (Kr 86). El metro, el pie, la yarda y otras unidades de longitud, no cambian ya en realidad, como se mencionó con anterioridad, pues el estándar de longitudes de onda y el estándar sólido de metal están en acuerdo satisfactorio, aunque algunas medidas aparentemente discrepantes están siendo verificadas todavía. La nueva definición permite a las industrias hacer mediciones más exactas y verificar sus propios instrumentos sin tener que recurrir a la barra patrón del métro que se conserva en cada país. La longitud de onda de la luz rojo-anaranjada del criptón es una constante real, mientras que hay cierto riesgo de inestabilidad en la barra patrón de metal. Si la CGPM hubiera tenido lugar un año después, el rayo láser podría haberse utilizado para fijar la norma en vez de la luz de criptón.

En topografía se emplea de preferencia el metro y fracciones decimales del mismo. En Estados Unidos sucede lo mismo con el pie. Todo topógrafo debe tener cuidado al hacer conversiones, e indicar correctamente las unidades de todas sus medidas.

Para facilitar la designación de los múltiplos y submúltiplos de la unidad de medida métrica, se adoptaron términos del Griego y Latín, con sus correspondientes abreviaturas, que de acuerdo con las normas de la I.S.A. (International Standarising Asociation), no deben llevar punto de abreviación.

Con las expresiones griegas deca, hecto, kilo y miria se determinan los múltiplos que, aumentan progresivamente, equivalen a diez, cien, mil y diez mil uno. En cuanto a los submúltiplos, decrecen también de diez en diez y se les anteponen las expresiones latinas deci, centi y mili, equivalentes a décimo, centésimo y milésima de unidad.

Como vemos, la base de este sistema es la unidad dividida en diez partes, subdividiéndose éstas en otras diez y así sucesivamente, por lo que se le llama SISTEMA METRICO DECIMAL.

Las magnitudes superficiales son unidades de medidas agrarias - que surgen de las lineales, formando el cuadrado de éstas.

Por ser el sistema métrico decimal el más utilizado en Guatemala, como sistema legal, los cuadros que a continuación se detallan; se presentarán con unidades equivalentes en este sistema a todos los otros sistemas de medida (S. Inglés, S. Español, etc), para todas las unidades de medida empleadas frecuentemente (lineales, de superficie, etc).

1.5.1 UNIDADES LINEALES.

1.5.1.1 SISTEMA ESPAÑOL:

Este sistema es poco usado y se presta a confusión por el hecho de que existen unidades de medidas distintas con el mismo nombre, como la "vara". Las equivalencias métricas de la "vara" en cinco provincias españolas, por ejemplo, son como sigue: vara de Castilla 0.8359 m; vara de Albacete, 0.8370m; vara de Alicante, 0.9120 m; vara de Almería,0.8330 m; vara de Canarias, 0.8420 m.

Medidas corrientes de longitud españolas:

Legua (20,000 pies; 6,666.66 varas)...5,572.7 metros
Estadal (4 varas).......................3.34 metros
Vara (3 ~~piés~~)...........................0.835906 "
Vara ....32.9 pulgadas
Pie (12 pulgadas).......................27.864 cm
Pie.....................................0.3048 metros
Pie.....................................0.0001893 millas
Pulgada (12 líneas).....................2.322 cm
Pulgada ....0.000015783 millas
Pulgada ....0.083333 pies
Línea (12 puntos).......................1.935 milímetros
Punto...................................0.1625 milímetro

1.5.1.2 SISTEMA INGLES:

Pulgada (inch) 12 líneas..............2.54 cm
Pie (foot) 12 pulgadas ....30.48 cm
Yarda (yard) 3 pies.................. 0.914 metro
Milla terrestre (status mile)5,280 pies... 1,609.34 metros
Milla marina (nautical mile) 6,080 pies... 1,853.18 metros

1.5.1.3 SISTEMA INTERNACIONAL:

Miriámetro (Mm)	10,000 metros
Kilómetro (Km ó km)	1,000 metros
Hectómetro (Hm ó hm)	100 metros
Decámetro (Dm)	10 metros
Metro (m)	1 metro
Metro (m)	1.19630676 varas
Metro (m)	1.09361329 yardas
Metro (m)	3.2808 pies
Milla	5,280 pies
Milla	63360.00 pulgadas
Milla	1.60935 km
Milla	1,609.35 mts
Km	0.62137 millas
Kilómetro	3,280.83 pies

1.5.2 UNIDADES DE SUPERFICIE

1.5.2.1 SISTEMA INTERNACIONAL:

Miriámetro cuadrado (Mm2)	100,000,000	m2
Kilómetro cuadrado (Km2 ó km2)...	1,000,000	m2
Hectómetro cuadrado (Hm2 ó hm2)..	10,000	m2
Decámetro (Dm2)	100	m2
Metro cuadrado (m2)..............	1	m2
Metro cuadrado (m2)..............	1.43114986	varas2
Metro cuadrado (m2)..............	1.19599003	Yardas2
Metro cuadrado (m2)..............	10,76364864	pies2
Metro cuadrado (m2)..............	0.0002471	acres
Decímetro cuadrado (dm2).........	0.01	m2
Centímetro cuadrado (cm2)........	0.0001	m2
Milímetro cuadrado (mm2).........	0.000001	m2

1.5.2.2 SISTEMA INGLES:

Pulgada cuadrada (square inch).......	6.45 cm2
Pie cuadrado (square foot)...........	144 pulgadas2
Pie cuadrado.........................	9.29 decímetetros2
Pie cuadrado.........................	0.000022957 acres
Pie cuadrado.........................	0.092905299 m2
Yarda cuadrada.......................	9 pies2
Yarda cuadrada.......................	0.83612737 m2
Acre.................................	43,560 pies2
Acre.................................	4,046.88 m2
Acre.................................	4,840 yardas2
Acre.................................	5,791.69 varas2
Acre.................................	0.0089680198 caballerías.
Yarda cuadrada.......................	0.00020669 acres
Cadena cuadrada......................	404.7 m2
Milla cuadrada.......................	2.59 km2

1.5.2.3 SISTEMA ESPAÑOL:

Vara cuadrada........................	0.69873884 m2
Centímetro cuadrado..................	0.155 pulgada2
Estadal cuadrado.....................	11.16 m2
Legua cuadrada.......................	400,000,000.00 pies2
Legua cuadrada.......................	44,444,355.56 varas2
Pulgada cuadrada.....................	144 líneas2
Línea cuadrada.......................	3.7442 mm2
Punto cuadrado.......................	0.0264 mm2

1.5.3 UNIDADES DE VOLUMEN

1.5.3.1 SISTEMA ESPAÑOL:

Vara cúbica	27 pies3
Vara cúbica	0.5841 m^3
Pie cúbico...........................	1,728 pulg3
Pie cúbico...........................	21.6326 decímetros3

Pulgada cúbica........................ 1,728 líneas3

Pulgada cúbica........................ 12.519 centímetros3

Pulgada cúbica........................ 0.000579 pies3

1.5.3.2 SISTEMA INGLES

Pulgada cúbica........................ 16.38 cm3

Pie cúbico............................ 28.32 dm3

Yarda cúbica.......................... 27.00 pies3

Yarda cúbica.......................... 0.7646 m3

Galón imperial........................ 4.546 litros

Galón U.S.A........................... 3.785 litros

Pinta = 1/8 de galón = 0.47 litros

Cuarto de galón = 2 pintas = 0.946 litro

Cucharadita = 4.93 milímetro

Cucharada = 3 cucharaditas = 14.79 milímetros

Onza fluida = 2 cucharadas = 29.58 milímetros

Taza = 8 onzas fluidas = 16 cucharadas = 236.58 mm.

Pinta = 2 tazas = 16 onzas fluidas = 0.47 litros

1.5.3.3 SISTEMA INTERNACIONAL

Miriámetro cúbico 1,000,000,000,000 m3

Kilómetro cúbico............. 1,000,000,000 m3

Hectómetro cúbico............ 1,000,000 m3

Decámetro cúbico............. 1,000 m3

Metro cúbico................. 1 m3

Metro cúbico................. 35.3134 pies3

Metro cúbico................. 1.307951 yardas3

Metro cúbico................. 1.712094 varas3

Milla cúbica................. 4.168228 km3

1.5.4 UNIDADES AGRARIAS

1.5.4.1 MEDIDAS CORRIENTES AGRARIAS GUATEMALTECAS

Hectárea = 10,000.00 m2

Area = 100.00 m2

Centiárea = 1.00 m2

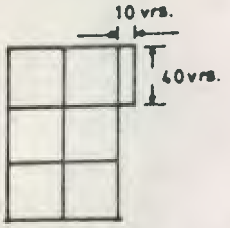
Caballería = 645,816.12 varas2

Caballería = 451,256.81 m2

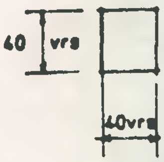
Manzana = 10,000.00 varas2

Manzana = 6,987.39 m2

Medio regable = 4 tareas de 30x30 vrs. = 3,600 vrs2 = 2515.46 m2



1 MANZANA= 6 cuerdas de 40.00 vrs. por lado + 400.00 vrs²



1 CUERDA

1 medio secano = 5,000 vrs2 = 3,493.69 m2

1 almud = 4,622.33 vrs2 = 3,229.80 m2

1 Fanega = 9,244.66 vrs2 = 6,459.60 m2

1 manzana = 25 cuerdas de 20 vrs por lado

1 manzana = 16 cuerdas de 25 vrs por lado

1 manzana = 14 cuerdas + 536 vrs2 de 26 vrs por lado

1 manzana = 12 cuerdas + 592 vrs2 de 28 vrs por lado

1 manzana = 11 cuerdas + 100 vrs2 de 30 vrs por lado

1 manzana = 6 cuerdas + 400 vrs2 de 40 vrs por lado

1.5.4.2 SISTEMA INGLES:

Incluídas en las unidades de superficie.

1.5.4.3 SISTEMA ESPAÑOL:

Fanega de tierra = 12 celemines cuadrados=6,440.00 m2

Aranzada cuadrada = 400 estadales = 4,472.00 m2

Celemin cuadrado = 4 cuartillos cuadrados = 536.63 m2

Cuartillo cuadrado = 12 estadales cuadrados = 134.16 m2

Estadal cuadrado = 16 varas cuadradas = 11.1798 m2

1.5.4.4 SISTEMA INTERNACIONAL:

Caballería en Costa Rica = 45.2 hectáreas

Caballería en Puerto Rico = 194.02 acres = 78.6 hectáreas

Caballería en Cuba = 13.42 hectáreas

Caballería en México = 42.8 hectáreas

Acre = 43,560 pies2 = 4,047 m2 = 0.405 hectárea

Hectárea = 1.4 manzana = 2.47 acres = 107,639 pies2 = 11,960 yardas2

Manzana = 0.7 hectárea = 1.7 acres

Milla cuadrada = 27,878,400 pies2 = 640 acres = 259,000 hectáreas.

Hectárea = 14,311.4986 varas cuadradas.

1.5.5 UNIDADES DE PESO

1.5.5.1 MEDIDAS DE PESO ESPAÑOLAS:

Tonelada	=	20 quintales	=	920.18 kilos
Quintal	=	4 arrobas	=	46.01 kilos
Arroba	=	25 libras	=	11.50 kilos
Libra	=	16 onzas	=	0.46 kilo
Onza	=	16 adarmes	=	28.76 gramos
Adarme	=	3 tomines	=	1.80 gramos
Tomín	=	12 granos	=	0.60 gramo
Grano	=	0.0499 gramo		

1.5.5.2 MEDIDAS DE PESO INGLESAS:

Para pesar materiales de gran peso, como metales, piedras, carbón mineral, productos agrícolas, etc, se emplean las unidades de peso "avoirdupois", basadas en la libra de 16 onzas.

Grano = 0.065 gramo

Dracma = 27 11/32 granos = 1.772 gramos

Onza = 16 dracmas = 28.35 gramos

Libra = 16 onzas = 0.4536 kilogramo

Piedra = 14 libras = 6.35 kilogramo

Cuarto = 28 libras = 12.70 kilogramo

Quintal = 100 libras = 45.36 kilogramo

Tonelada corta = 20 quintales = 2,000 libras = 907.2 kg.

Quintal inglés = 112 libras = 50.80 kilogramo

Kilogramo = 564 dracmas

Es conveniente agregar las medidas para líquidos - basadas en la onza fluida. La equivalencia de la onza fluida en los Estados Unidos es 1/16 de pinta ó 29.6 milílitros. En Gran Bretaña dicha onza es igual a 1/20 de pinta imperial, o sea 28.4 mililítros.

1.5.5.3 MEDIDAS DE PESO INTERNACIÓNALES:

La tonelada métrica es igual a 1,000 kilogramos y el quintal métrico es igual a 100 kilogramos:

Miriagramo	=	10,000	gramos
Kilogramo	=	1,000	gramos
Hectógramo	=	100	gramos
Decagramo	=	10	gramos
Gramo	=	1	gramo
Decigramo	=	0.1	gramo
Centigramo	=	0.01	gramo
Miligramo	=	0.001	gramo
Gramo	=	0.56	dracmas
Gramo	=	15.43	granos
Gramos	=	0.0022	libras
Kilogramo	=	35.27	onzas
Kilogramo	=	2.2	libras
Mililitro	=	0.03	onza fluida
Mililitro	=	0.27	dracmas
Mililitro	=	0.00026	galones
Onza	=	25.57	mililitros
Tonelada larga	=	1.10231	toneladas cortas
Toneladas cortas por acre	=	2.27	toneladas métricas por Ha

1.5.6 FACTORES DE CONVERSION DE MEDIDAS

PARA CONVERTIR	MULTIPLICAR POR:
Acres a hectáreas............................	0,4047
Acres a varas cuadradas......................	6323,28
Acres a yardas cuadradas.....................	4840,0
Acres a metros cuadrados.....................	4047,0
Arrobas a kilogramos.........................	12,5
Arrobas a quintales..........................	0,125
Arrobas a toneladas métricas.................	0,0125
Barriles de 31,5 galones a litros............	158,97
Barriles de 42 galones a litros..............	42,0
Bushells a hectolitros.......................	0,3524
Centímetros a pulgadas.......................	0,3937
Centímetros a pies...........................	0,0381
Centímetros cuadrados a pulgadas cuadradas...	0,1550
Centímetros cúbicos a pulgadas cúbicas.......	0,06102
Fanegadas a metros cuadrados.................	6400,0
Galones americanos a litros..................	3,7853
Galones ingleses a litros....................	4,546
Galones ingleses a pies cúbicos..............	0,1605
Galones americanos a pies cúbicos............	0,1337
Galones americanos a galones ingleses........	1,20095
Gramos a granos Avoirdupois..................	15,4324
Gramos a granos Troy.........................	15,4324
Gramos a dragmas Avoirdupois.................	0,5643
Gramos a onzas Avoirdupois...................	0,0353
Gramos a libras Avoirdupois..................	0,002204
Gramos a libras Troy.........................	0,002679
Granos Avoirdupois a gramos..................	0,0648
Granos españoles a gramos....................	0,04792
Granos Troy a gramos.........................	0,0648
Hectáreas a varas cuadradas..................	15625,0
Hectáreas a yardas cuadradas.................	11960,0

PARA CONVERTIR	MULTIPLICAR POR:
Hectáreas a acres...........................	2,4710
Hectáreas a fanegadas.......................	1,5625
Hectolitros a bushelis......................	2,8378
Kilómetros a millas (1.609 metros)..........	0,6214
Kilómetros cuadrados a millas cuadradas......	3,3861
Kilogramos a libras americanas..............	2,2046
Kilogramos a toneladas cortas...............	0,001102
Kilogramos a toneladas largas...............	0,0009842
Kilogramos a quintales......................	0,01
Libras Troy a gramos........................	373,24
Libras Avoirdupois a gramos.................	453,5924
Libras Avoirdupois a kilogramos.............	0,4536
Litros a pies cúbicos.......................	0,03531
Litros a galones ingleses...................	0,21997
Litros a pintas líquidas....................	2,1134
Litros a pintas secas.......................	0,8162
Litros a galones americanos.................	0,2642
Litros a barriles de 31.5 galones...........	0,00629
Metros a pies...............................	3,2808
Metros a pulgadas...........................	39,37
Metros a varas..............................	1,25
Metros a yardas.............................	1,0936
Metros cuadrados a pies cuadrados...........	10,7639
Metros cuadrados a pulgadas cuadradas.......	1550,0
Metros cuadrados a varas cuadradas..........	1,5625
Metros cuadrados a yardas cuadradas.........	1,1960
Metros cuadrados a acres....................	0,000247
Metros cúbicos a pies cúbicos...............	35,3145
Metros cúbicos a pulgadas cúbicas...........	61023,0
Metros cúbicos a yardas cúbicas.............	1,3079
Millas a pies...............................	5280,0

PARA CONVERTIR	MULTIPLICAR POR:
Millas a kilómetros..........................	1,6093
Millas cuadradas a kilómetros cuadrados......	2,590
Milímetros a pulgadas........................	0,0394
Onzas Avoidupois a gramos....................	28,3495
Onzas Troy a gramos..........................	31,103481
Pintas líquidas a litros.....................	0,4732
Pintas secas a litros........................	0,5506
Pies a yardas................................	0,3333
Pies a metros................................	0,3048
Pies cuadrados a metros cuadrados............	0,0929
Pies cúbicos a metros cúbicos................	0,0283
Pies cúbicos a litros........................	28,32
Pies cúbicos a galones americanos............	7,48052
Pulgadas a milímetros........................	25,4001
Pulgadas a centímetros.......................	2,5400
Pulgadas cuadradas a centímetros cuadrados...	6,455
Pulgadas cúbicas a litros....................	0,01639
Pulgadas cúbicas a centímetros cúbicos.......	16,36
Pulgadas cúbicas a pies cúbicos..............	0,0005787
Pulgadas cúbicas a yardas cúbicas............	0,00002143
Toneladas métricas a toneladas largas........	0,9842
Toneladas métricas a toneladas cortas........	1,1023
Toneladas cortas a kilogramos................	907,18486
Toneladas largas a kilogramos................	1016,0
Varas a metros...............................	0,8000
Varas cuadradas a metros cuadrados...........	0,6400
Yardas a metros..............................	0,9144
Yardas cuadradas a metros cuadrados..........	0,8361
Yardas cúbicas a metros cúbicos..............	0,7646

NOTA: Todos los factores de conversión de medidas que aparecen en las tablas, están colocadas en orden alfabético.

CAPITULO II

PLANIMETRIA

La Planimetría abarca todos los trabajos topográficos efectuados para obtener la representación gráfica del terreno, suponiendo que no existe la curvatura terrestre; sobre un plano horizontal y a esta representación ó proyección se le denomina plano.

Para poder elaborar un plano, es necesario ejecutar en el campo dos clases de mediciones:

a. MEDIDA DE DISTANCIAS HORIZONTALES O LONGIMETRIA:
(Estas siempre reducidas al horizonte)

b. MEDIDA DE ANGULOS HORIZONTALES O GONIOMETRIA:

2.1 MEDIDA DE DISTANCIAS HORIZONTALES O LONGIMETRIA:

Comprende la medición de distancias ó longitudes por cualquier método factible que proporcione la precisión requerida,para determinar medición.

En topografía, la medición de una distancia puede efectuarse en varias formas ó métodos, dentro de los cuales explicaremos los principales y más usados.

a. FORMA DIRECTA: Como es la medición de distancias por LONGIMETROS (cintas, cadenas, reglas, etc).

b. FORMA INDIRECTA: Como es la medición por medio de dispositivos especiales como son los hilos estadimétricos de un teodolito, la mira horizontal o mira urrutia y otros más.

Para ser precisos, decimos que medimos una distancia directamente, cuando obtenemos DIRECTAMENTE la longitud de una línea sin tener que verificar cálculos posteriores, por muy sencillos que estos sean. En el caso de la medición indirecta, donde si hay que verificar estos cálculos; decimos que DETERMINAMOS la distancia.

Previo a explicar las formas ó métodos más usados para medir distancias (directa o indirectamente), considero conveniente que el lector conozca que hay métodos para ESTIMAR distancias, utilizados más que todo preliminarmente; y aprovechar también para que conozca de los errores existentes en las medidas.

2.1.1 ESTIMACION DE DISTANCIAS A OJO:

Al efectuar reconocimientos de campo, muchas veces es necesario proporcionar con el informe una idea general y aproximada de las distancias que configuran el terreno - objeto del reconocimiento. Para lo anterior puede bastar con ESTIMAR LAS DISTANCIAS a simple vista; esto lógicamente requiere de mucha práctica pero lo podemos facilitar si empleamos ciertas técnicas y nos regimos por experiencias de otras personas que anteriormente lo han hecho.

En un antiguo tratado de Topografía de Gallego, se encuentran las siguientes anotaciones:

1. Hasta 180 mts se puede distinguir la cara de un hombre.
2. Hasta 300 mts se pueden ver las manos.
3. Hasta 400 mts se pueden contar las ventanas de una casa.
4. Hasta 500 mts se puede observar la dirección de - marcha de una persona.
5. a 2000 mts (2 km) se distingue un carro como un - punto.
6. De 6 a 8 km se distingue una casa color blanco.
7. De 8 a 10 kms se destacan o sobresalen las cosas - sobre un fondo claro.
8. De 10 a 12 kms se distinguen torres de Iglesias.

Para distancias menores a los 100 mts, se recomienda que cada persona saque sus propias experiencias.

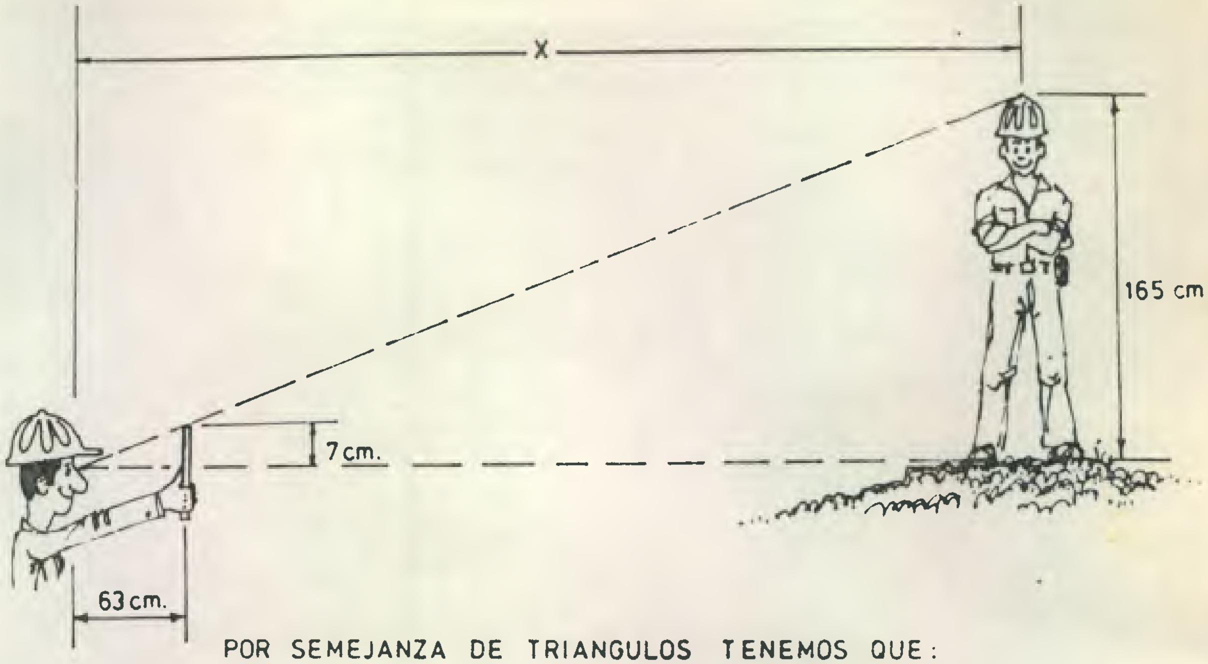
Como las distancias largas son más difíciles de estimar que las cortas, una técnica práctica es la de dividir "A ojo" la distancia grande en dos o en cuatro partes y apreciar la distancia menor primero.

Ejemplo: Ver Fig. 45.

FIG. 45

Otra forma es la de establecer con un lápiz un par de triángulos semejantes con base en la altura promedio de una persona y calcular la distancia.

Ejemplo: Ver Fig. 46



POR SEMEJANZA DE TRIANGULOS TENEMOS QUE:

$$\frac{X}{165} = \frac{63}{7} \Longrightarrow X = 14.85 \text{ m.}$$

FIG. 46

2.1.2 ESTIMACION DE DISTANCIAS A PASOS:

Las distancias estimadas a pasos son lo suficientemente exactas como para utilizarlas en fines topográficos, ingeniería, geología, agricultura, en el servicio forestal y en reconocimiento militar.

Las medidas a pasos se usan también para detectar equivocaciones de consideración que pueden ocurrir en mediciones hechas con cinta ó por estadía.

Medir a pasos no es más que contar el número de pasos que cubren una distancia requerida, por lo que todo ingeniero debe de tener TALONADO su paso, para ello, primero debe determinarse la longitud del paso del ingeniero o persona que va a recorrer la distancia. Esto se logra recorriendo a pasos naturales, de ida y vuelta; una distancia horizontal medida con anterioridad, por lo menos de 90 mts de longitud y promediando el número de pasos que se dieron.

Para medir distancias cortas se necesita la longitud de cada paso, pero es conveniente saber también el número de pasos por cada 30 metros para verificar distancias largas.

No se recomienda forzar el paso para tratar de medir metros de un sólo paso simple, ésto dá valores muy errados por no tratarse del paso natural, además una persona de estatura media encontrará que le resulta fatigoso mantener dicho paso en distancias largas. La longitud del paso de una persona se acorta al ir cuesta arriba y se alarga al caminar cuesta abajo; además, cambia con la edad.

Para medir distancias largas se recurre a los CUENTAPASOS. Como ejemplo tenemos el PODOMETRO, que es un aparato que se coloca en uno de los bolsillos del pantalón y que mide los pasos doble o bien, al PASOMETRO, que puede fijarse al cuerpo o una pierna.

Algunos topógrafos prefieren contar dobles pasos, para no cansarse contando innumerables pasos, se estableció entonces el PASO DE TOPOGRAFO como un paso doble (PD) en vez de contar los pasos simples (PS). Ver Fig. 47.

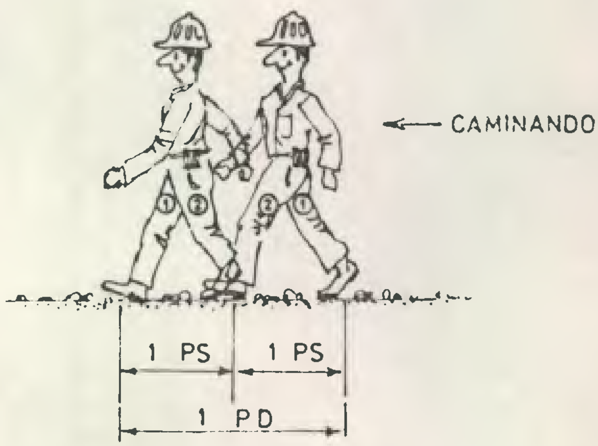


FIG. 47

Un PASO DOBLE es la distancia comprendida entre el sitio - del que se levanta un pie al caminar y el otro donde se a-sienta de nuevo en tierra el mismo pie, recordemos que esto es caminando no empesando a caminar. Por ello equivale a dos pasos. El paso de topógrafo estándar (promedio) puede variar de 170 a 180 cms.

El método de PASEO o medida a pasos es una de las técnicas de valor que se aprenden en topografía, ya que tiene muchas aplicaciones prácticas y no requiere de equipo alguno. Caminantes (ó PASEADORES) experimentados en la medición a pasos pueden medir distancias de 30 mts ó mayores, con una PRECISION RELATIVA de 1/50 a 1/100, si el terreno es despejado y razonablemente horizontal ó a nivel, pudiendo llegar por personal bien adiestrado a 1/200.

Ya que hemos hablado de la PRECISION, entraremos a la TEORIA DE LOS ERRORES indicando que tenemos un error que se llama ERROR RELATIVO "e" que es el error unitario que resulta de la división del error cometido en una medición dividido por la longitud medida.

Ejemplo: Supongamos que la medida a pasos fue hecha sobre una longitud premedida con exactitud, de 100 mts.

Si el paso doble PD = 1.5 mts y se midieron 66 PD, tendríamos:

66 x 1.5 mts = 99

Error total E = 1 mt

Error relativo e = 1/100

2.1.3 ESTIMACION DE DISTANCIAS CON ODOMETRO:

Un odómetro convierte el número de revoluciones o vueltas de una rueda de circunferencia conocida, en un valor de distancia. Las longitudes medidas con un odómetro instalado en un vehículo son adecuadas para ciertos levantamientos preliminares en los trabajos de localización de vías o caminos. También sirven como verificación burda de las medidas hechas por otros métodos. Es razonable obtener una precisión de aproximadamente 1/200. Hay otros tipos de ruedas medidoras que sirven para determinar distancias cortas, particularmente sobre líneas curvas.

2.1.4 ERRORES EN LAS MEDIDAS:

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 tanto, 4)el error exacto que hay en cualquier medida siempre será desconocido. Estos hechos se demuestran por el ejemplo siguiente: cuando se mide a escala una distancia con una regla dividida en décimos de pulgada, la distancia podrá leerse sólo hasta el centésimo (por interpolación). Si se dispone de una regla graduada en centésimos de pulgada, la misma distancia podría estimarse hasta los milésimos. Y con una regla graduada en milésimos de pulgada sería quizá posible obtener una lectura a la diezmelésima de esa unidad. Es obvio que la exactitud de las medidas depende del tamaño de la división, de la confiabilidad del equipo empleado y de la limitación humana para apreciar algo menor que un décimo de una división de una escala. A medida que se disponga de mejores equipos, las medidas se aproximarán más a sus valores reales. Nótese que se habla aquí de mediciones, y no de cuentas de objetos.

Las equivocaciones ocurren por una mala comprensión del pro blema, por descuido o por un criterio deficiente. A las grandes equivocaciones se les llama a veces errores garrafales, y no se consideran en la descripción que sigue acerca de los errores. Las equivocaciones se detectan mediante la comprobación sistemática de todo trabajo, y se eliminan rehaciendo parte del mismo, o bien, todo él Es muy difícil descubrir equivocaciones pequeñas porque se asocian con los errores. Cuando no son detectadas, estas pequeñas equivocaciones deben tratarse, por tanto, como errores, y afectarán a los diversos tipos de éstos.

2.1.5 CLASES DE ERRORES EN LAS MEDIDAS

Los errores que aparecen en las mediciones son de tres clases:

ERRORES NATURALES: Son ocasionados por variaciones del viento, la temperatura, la humedad, la refracción, la gravedad y la declinación magnética. Por ejemplo, la longitud de una cinta de acero varía al haber cambios de temperatura.

ERRORES INSTRUMENTALES: Estos resultan de cualquiera imperfección que haya en la construcción o el ajuste de los instrumentos, y del movimiento de sus partes. Por ejemplo, las graduaciones pintadas en un estadal o mira de nivelación pueden no estar perfectamente espaciadas, o el estadal podría ser combado. El efecto de la mayor parte de los errores instrumentales puede reducirse adoptando procedimientos topográficos adecuados y aplicando correcciones calculadas.

ERRORES PERSONALES: Nacen de las limitaciones de los sentidos humanos de la vista, el tacto y el oido. Por ejemplo, existe un error pequeño en el valor medido de un ángulo - cuando el hilo vertical de la retícula del anteojo de un teodolito no queda perfectamente alineado sobre un objetivo, o cuando la parte superior de un estadal no está a plomo al ser visada.

2.1.6 TIPOS DE ERRORES:

Los errores que contienen las medidas son de los tipos: errores sistemáticos y errores accidentales.

ERRORES SISTEMATICOS: Estos errores se conforman a las leyes matemáticas y físicas. Su magnitud puede ser constante o variable, dependiendo de las condiciones. Los errores sistemáticos, conocidos también como ERRORES ACUMULATIVOS, pueden calcularse, y eliminarse sus efectos, aplicando correcciones. Por ejemplo, una cinta de 30 m que tiene una longitud mayor en 0.005 m, introducirá un error positivo de 0.005 m (ó 5 mm) cada vez que se utiliza. El cambio de longitud de una cinta de acero que resulta de una diferencia dada de temperaturas puede calcularse por medio de una fórmula simple, y efectuarse fácilmente la corrección.

ERRORES ACCIDENTALES: Estos son los errores que quedan después de haber eliminado las equivocaciones y los errores sistemáticos. Son ocasionados por factores que quedan fuera del control del observador, obedecen las leyes de la probabilidad y reciben también el nombre de ERRORES ALEATORIOS. Estos errores están presentes en todas las mediciones topográficas.

Las magnitudes y los signos algebraicos de los errores aleatorios son resultado del azar, y no hay manera absoluta alguna de calcularlos ni de eliminarlos. A los errores aleatorios se les conoce también como ERRORES COMPENSATIVOS, porque tienden a cancelarse parcialmente entre sí en una serie de mediciones. Por ejemplo, una persona que interpola hasta el milímetro (o bien, al centésimo de pie) en una cinta graduada en centímetros (o bien, en décimos de pie), o que lee un estadal de nivelación marcado en milímetros, estimará probablemente demasiado altas algunas longitudes y demasiado bajas otras. Las características individuales de la persona pueden nulificar tal conpensación parcial, no obstante, en vista de que algunas personas se inclinan a interpolar al valor mayor, otras hacia el valor menor, y muchas prefieren ciertos dígitos, como por ejemplo, 7 en vez de 6 u 8, 3 en vez de 2 ó 4, y particularmente 0 en vez de 9 ó 1. Se demostrará más adelante en el estudio de la probabilidad, que el NUMERO DE ERRORES ALEATORIOS QUE QUEDAN DESPUES DE LA CANCELACION DE ALGUNOS DE LOS VALORES POSITIVOS Y NEGATIVOS ES LA RAIZ CUADRADA DEL NUMERO DE OPORTUNIDADES DE ERROR.

2.1.7 MAGNITUD DE LOS ERRORES:

Discrepancia es la diferencia entre dos valores medidos de la misma cantidad. Es también la diferencia entre el valor medido y el valor conocido de una cantidad. Una discrepancia pequeña entre dos valores medidos indica que probablemente no hay ninguna equivocación y que los errores aleatorios son pequeños. Sin embargo, no revela la magnitud de los errores sistemáticos.

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 de la destreza del observador. En topografía no debe confundirse la precisión con la exactitud pues ésta denota la absoluta cercanía a la realidad. Un levantamiento puede ser preciso sin ser exacto. Como ilustración, si se emplean métodos refinados y se toman las lecturas cuidadosamente, por ejemplo al milésimo, pero hay errores en el dispositivo de medición (o en los procedimientos), el levantamiento no puede resultar exacto. Además, un levantamiento puede parecer que es exacto cuando se han efectuado mediciones burdas o aproximadas. Por ejemplo, pueden leerse los ángulos de una poligonal con una brújula a sólo 1/4 de grado, y sin embargo, obtenerse un error de cierre nulo. En los buenos levantamientos, son congruentes en todos aspectos la precisión y la exactitud.

La concordancia entre dos valores medidos de la misma cantidad implica precisión pero asegura exactitud. Así, dos medidas de una distancia hechas con una cinta que se supone tiene 30.000 m de longitud pero que en realidad tiene 30.006 m, podrían resultar ser 135.980 m y 135.982 m. Estos valores son precisos pero no exactos, pues hay un error de aproximadamente 0.027 m en cada uno. La precisión aparente obtenida se expresaría como 0.002/135.981 = 1/70 000 la cual es buena, pero la exactitud de la distancia en sólo de 0.027/135.981, osea, de 1 parte en 5 000.

2.1.8 MINIMIZACION DE LOS ERRORES

Todos los trabajos de campo y los cálculos de gabinete se rigen por la lucha constante para reducir los errores al - mínimo.

Las equivocaciones sólo pueden corregirse si se descubren. La comparación de varias medidas de la misma cantidad es - una de las mejores maneras de aislar las equivocaciones. El hacer una estimación y aplicar el sentido común es otra. Supóngase que se registran (1) medidas de una línea, como sigue: 567.91, 567.88, 567.90 y 567.93. El segundo valor está notoriamente en desacuerdo con los demás aparentemente por una transposición de cifras al leer o al registrar. Esta equivocación puede erradircarse: a)repitiendo la medida, o bien b)eliminando el valor dudoso.

Cuando se detecta una equivocación, generalmente es mejor repetir la medición. Sin embargo, si se dispone de un número suficiente de otras medidas de la cantidad que si están de acuerdo, como en el ejemplo anterior, puede descartarse el resultado que sea muy divergente. Debe considerarse el efecto que ocasionaría en el promedio el valor anómalo antes de descartarlo. Raras veces es conveniente cambiar un número registrado, aunque parezca provenir de una simple transposición de cifras. El tratar de arreglar los datos físicos es siempre una mala práctica que llevará con toda certeza a dificultades, aún cuando se haga con poca frecuencia.

Los errores sistemáticos pueden calcularse y es posible aplicar las correcciones apropiadas a las medidas, o bien, usar un procedimiento de campo que elimine automáticamente los errores. Por ejemplo, el error debido a catenaria en una cinta suspendida de sus extremos se puede calcular y restar de cada medida. Sin embargo, si se sostiene la cinta en toda su longitud o a intervalos cortos, el error por catenaria es nulo o despreciable. Un instrumento de nivelación que esté fuera de ajuste ocasionará lecturas incorrectas, pero si todas las visuales se hacen a la misma longitud, se cancelarán los errores en unanivelación diferencial.

2.1.9 MEDIDA DE DISTANCIA EN FORMA DIRECTA (CON CINTA)

La medición de una línea horizontal con longímetros consiste en aplicar la longitud conocida de un elemento lineal graduado directamente sobre la línea un cierto número de veces. Se presentan dos tipos de problemas: 1)medir la distancia entre dos puntos fijos (ejemplo, los de dos estacas clavadas en el terreno), y 2)marcar una distancia desde un punto de partida fijo.

La medición con longímetro se efectúa en seis pasos:

1. Alineación
2. Tensado o restiramiento
3. Aplome
4. Marcaje
5. Lectura
6. Anotación

Se han utilizado diversos tipos de equipo para medir longitudes. Los primeros topógrafos usaron bastidores de madera reticulados, pérticas de madera o de metal (que dieron origen a la palabra pértiga como unidad de medida) y otros dispositivos. En la actualidad son de uso común la cinta de acero de 30 mts. y la cinta de tela de 20 mts; pero hay otras clases de cintas y cadenas que son importantes por su utilización en el presente o en el pasado, las cuales no se tocan en este trabajo, por estar más explísitas en la tesis llamada ANALISIS DE LOS INSTRUMENTOS DE MEDICION UTILIZADOS EN TOPOGRAFIA.

Antes de que pudiera producirse la cinta delgada de acero, se utilizaban alambres para medir longitudes. Todavía son prácticos estos longímetros de alambre para utilizarlos en casos especiales, como por ejemplo, en levantamientos hidrográficos.

2.1.9.1 METODO DE MEDIDA CON CINTA SOBRE TERRENO A NIVEL U HORIZONTAL

Se describirán ahora en detalle los seis pasos enunciados con anterioridad, del proceso de medición - con cinta; en terrenos a nivel. Vamos a considerar dentro de nuestros ejemplos, mediciones con una cinta de 30 mts.

1. ALINEACION: La línea que midamos debe de marcarse en forma bien definida en ambos extremos y también en puntos intermedios si fuera necesario,para asegurarnos de que no hay obstrucciones. Las balizas ó jalones son ideales para este fin. Ver Fig. 48.

Debemos entender por ALINEACION RECTA, toda línea recta determinada por dos ó más puntos. Se dice que un punto es ACCESIBLE cuando un operador que se encuentra sobre él, puede manejar los instrumentos, y se considera de igual forma cuando se la puede recorrer en toda su longitud, lo consideramos - INACCESIBLE en caso contrario.

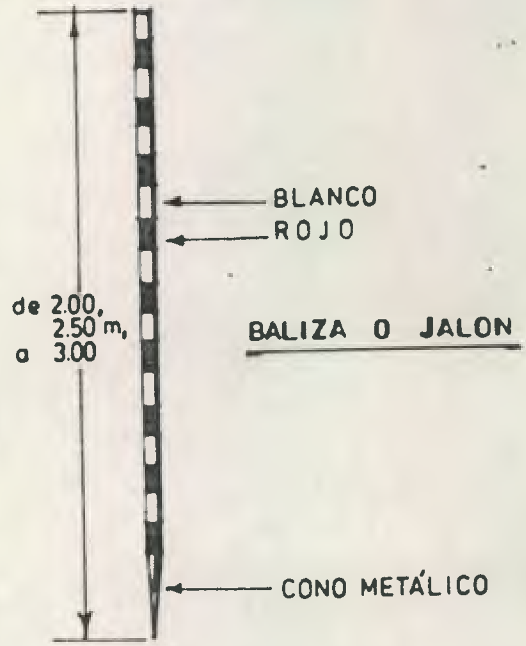


FIG. 48

El cadenero de adelante es alineado en su posición por el cadenero de atrás. Las indicaciones las podemos hacer por señales con las manos ó se dan a - voces, en distancias largas utilizamos banderas - blancas.

2. TENSADO O RESTIRAMIENTO: El cadenero de atrás sostiene el extremo con la marca de 30 mts de la cinta, sobre el primer punto (el de partida), Ver Fig. 49; y el cadenero de adelante que sostiene el

extremo con la marca cero, es alineado por aquél (el primero). Para obtener resultados exactos la cinta debe estar en línea recta y los dos extremos sostenidos a la misma altura. Se aplica entonces una tensión específicos, generalmente de 4, 5 ó 7 kg (10, 12, ó 15 lbs). Para mantener la fuerza uniforme, cada cadenero se enrolla en la mano la tira de cuero que llevan los extremos de la cinta, manteniendo los antebrazos pegados al cuerpo y se sitúa mirando al frente en ángulo recto con la línea. En tal posición, el cadenero queda fuera de la línea visual. En estas condiciones solo necesita inclinar un poco el cuerpo para sostener, disminuír ó aumentar la tensión. Es bastante duro mantener una fuerza constante con los brazos extendidos cuando aplicamos una tensión de 7 kg (15 lbs), ó más; pero la buena comunicación entre los cadeneros de atrás y adelante evitará tirones o saltos - en la cinta, ahorraremos tiempo obteniendo mejores resultados.

NOTA: Después de haber experimentado la fuerza que se necesita para tensarla, no es necesario el uso constante del dinamómetro.

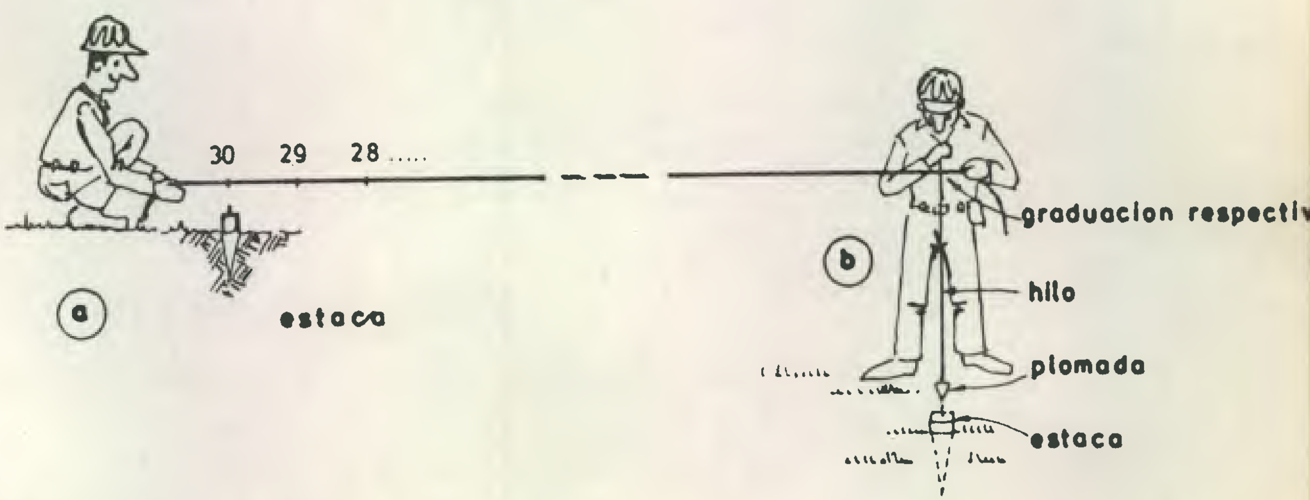


FIG. 49

3. APLOME: La maleza, los arbustos, los obstácu-los y las irregularidades del terreno pueden hacer imposible tender la cinta sobre el terreno. En vez de ello, los cadeneros marcan cada extremo de una medida colocando el hilo de una plomada contra la graduación respectiva de la cinta y asegurandolo con el pulgar. Ver Fig. 49. Otro inconveniente que se presenta con frecuencia, es la dificultad de encontrar las fichas debido a la altura del pasto. Para subsanarlo, es muy práctico atar cintas de tela blanca ó roja en cada ficha, por ser estos los colores que más resaltan sobre el verde del pasto. El cadenero de atrás sostiene la plomada sobre el punto fijo, mientras el cadenero de adelante marca la cinta. Cuando midamos una distancia de menor longitud que la de la cinta, el cadenero de adelante llevará o correrá el hilo de la plomada hasta el punto o lectura de la cinta que quede sobre la marca del terreno (estaca , punto ó ficha).

4. MARCAJE: Una vez que la cinta ha sido correctamente alineada y tensada, y el cadenero de atrás - está sobre el punto, grita la señal de LISTO, el cadenero de adelante clava entonces una ficha (Ver Fig. 50) de su juego de 10 marcadores (recordemos que una está ya en el terreno en el punto inicial de la línea) exactamente en posición al marcaje de la cinta (marca cero), y grita la señal MARCADO. Si se está aplomando el punto y el terreno es suave, lo que hacemos es soltar la plomada levantando el pulgar que supuestamente lo tenemos apretando - conjuntamente con la cinta.

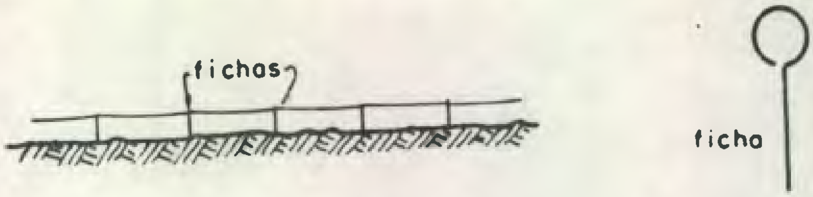


FIG. 50

La ficha debe clavarse en dirección perpendicular a la cinta y con una inclinación de 45° para permitir aplomar sobre el punto en el que entra la ficha al terreno sin que haga interferencia. El punto en el que se clavó la ficha en el terreno se verifica repitiendo la medición.

Después de que confirmemos la medida, el cadenero de adelante da la señal de terminado, el cadenero de atrás saca entonces la ficha del primer punto marcado y ambos caminan hacia adelante. El cadenero de adelante camina midiendo a pasos aproximadamente 30 mts, y se detiene. Un poco antes de que el extremo con la marca de 30 mts llegue al segundo punto que se marcó, el cadenero de atrás que es el que lleva este extremo, grita la señal de ALTO para informar el de adelante que ya han recorrido los 30 mts. Este procedimiento lo repetimos hasta que se tiene que medir una distancia menor que la longitud de la cinta, es decir, cuando lleguemos al final de la línea.

Si se diera el caso de medir sobre pavimento, lo que hacemos es únicamente deslizar la plomada hasta que toque el piso, y se marca la posición del punto señalándolo por medio de una rayadura en forma de cruz, un clavo, una marca con crayón, un clavo atravesando una tapita, en sí, cualquier medio apropiado.

5. LECTURA: Hay dos tipos de marcado en las cintas para topografía. Es importante determinar el tipo de cinta de que se trata antes de iniciar el trabajo, para evitar repetidas equivocaciones.

Un tipo de cinta está graduado de 0 a la marca final 100 pies (30 mts) dividida en tramos de una unidad (1 pie, 2 pies, etc) y tiene un tramo adicional al otro lado del cero, graduado en subdivisiones decimales, con lo cual se tiene una cinta de 101 pies de longitud total. Cuando el cadenero de atrás sostiene la cinta con una graduación entera sobre la última ficha que ha clavado, como por ejemplo en la marca 87 pies Ver Fig. 51-a, el tramo adicional comprendido entre cero y el extremo donde aumenta hacia uno, estará marcando la longitud adicional del punto terminal. El cadenero de adelante lee esta longitud de 0.68 pie después de cero. Para asegurarse de que la anotación es correcta, el cadenero de atrás (el primero) exclama "87". El cadenero de adelante (el segundo) repite esa lectura y le suma su lectura, voceando "87.68". Como hemos agregado una fracción de unidad, este tipo de longímetros se conocen como CINTA DE SUMA.

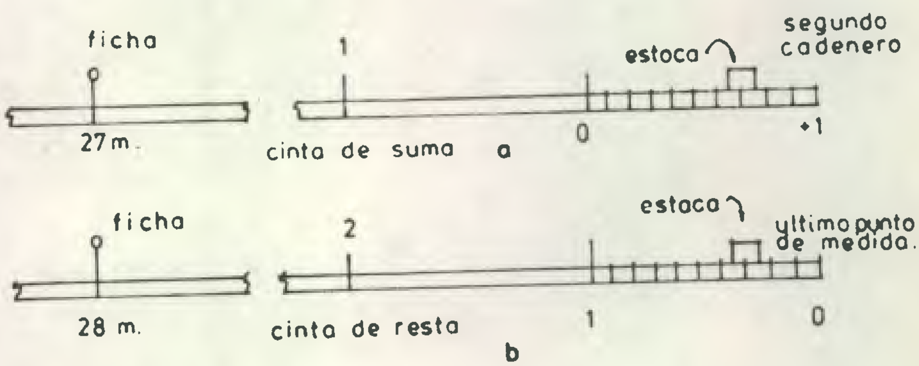


FIG. 51

La otra clase de cinta, está graduada, por ejemplo de 0 a 100 pies, y el primer tramo de cada extremo (de 0 a 1 y de 99 a 100) tiene subdivisión decimal por lo tanto este tipo de cinta tiene 100 pies de longitud. Sosteniendo de nuevo una graduación entera en la última ficha del caminamiento para medir el punto final (estaca), el tramo graduado de la cinta entre la marca cero y la marca de 1 pie - debe cruzar sobre este útlimo punto de medida,como se indica en la Fig. 51-b donde se ve que se aplica la marca 88 pies sobre la última ficha y la marca del final de la línea de la lectura, se lee 0.32 de pie, desde el punto cero. La medida parcial con la cinta es entonces 88.00 - 0.32 = 87.68 pies. En este caso hay que restar la candida 0.32, por lo que a este tipo de cinta se le llama CINTA DE RESTA. Para que estemos seguros en la sustracción de una unidad del número de la graduación entera que empliemos, se sugiere el siguiente procedimiento de campo y de vocero de señales: El cadenero de atrás (primer cadenero) grita "88"; y el de adelante (el segundo) grita "0.32" (cero punto tres dos); el de atrás contesta "87.68", y el de adelante contesta "correcto".

Una forma más fácil sería evitando la sustracción de la fracción decimal si el cadenero de adelante cuenta del uno hacia atras (al cero) ó sea lee 0.68. En este procedimiento se darían las voces "88", - "0.68", "87.68" y CORRECTO respectivamente. Este tipo de cinta es decir la de resta se utiliza más que todo en los levantamientos de vías terrestres, con menor probabilidad de un error aritmético ó evitar equivocaciones usando una de 101 en vez de una medida exacta de 100.

Debe seguirse la misma rutina en todas las medidas con cinta por parte de la brigada y comprobar los resultados por todos los medios posibles. Una sola omisión de la sustracción de 1 unidad en el procedimiento que se acaba de describir al usar una cinta de resta, destruirá la precisión de un centenar de otras medidas. Por esta razón, la cinta de suma (o con tramo adicional) es casi a prueba de equivocaciones. El mayor peligro se origina cuando se cambia de un método a otro.

6. ANOTACION: Un trabajo preciso de campo puede perderse por anotaciones mal hechas. Después de haber obtenido una medida parcial de cinta en el extremo final de una línea, el cadenero de atrás determina el número de cintadas completas contando las fichas ó marcadores que ha recogido del juego original de 11. Para distancias mayores de 300mts se hace una anotación en la libreta de registro cada vez que el cadenero de atrás tiene 10 fichas y hay una clavada en el terreno. El cadenero de adelante comienza de nuevo con la cuenta de 10 y se repite el procedimiento.

La técnica de la medición con cinta es una habilidad que puede enseñarse y aprenderse mejor por demostraciones directas y prácticas en el campo.

La medición directa de una longitud, en apariencia tan sencilla, es una operación muy delicada, sujeta a errores y omisiones, hasta tal punto que difícilmente se llega a idéntico resultado en dos mediciones distintas de una misma longitud. Por lo tanto, nunca serán excesivas las precauciones que se tomen para obtener la máxima exactitud.

2.1.9.2 METODO DE MEDIDA CON CINTA SOBRE TERRENOS INCLINADOS Y ESCARPADOS

En la medición con cinta sobre terrenos inclinados o en declive, es preferible sostener la cinta horizontal y usar una plomada en uno o en los dos extremos. Es difícil mantener quieto el hilo de la plomada desde una altura mayor que la del pecho de una persona. El viento dificulta aún más este problema y puede ser imposible lograr exactitud en el trabajo.

Cuando el terreno tiene una INCLINACION SUAVE podemos medir los 30 mts manteniendo la cinta horizontal sin que esta pase la altura de los hombros, pero hay ocasiones en que el terreno es MUY INCLINADO (todavía se pueden escalar) donde no podemos mantener la cinta horizontal, en una distancia de 30 mts, sin tener que aplomar desde una altura mayor que la de los hombros, por lo que en este caso se mide por tramos parciales que se van sumando hasta totalizar la longitud completa de la cinta. Este procedimiento se llama QUEBRAR LA MEDIDA. Ver Fig. 52.

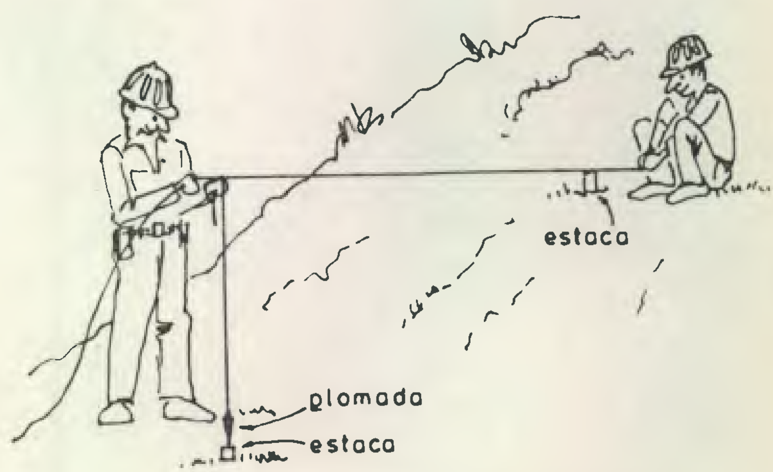


FIG. 52

EJEMPLO: Supongamos que cuando sostenemos el extremo de 30 mts de la cinta en el punto inicial, el cadenero de adelante sólo puede avanzar 9 mts sin tener que forzarse a aplomar desde una altura superior a la del pecho. Luego clava una ficha donde la lectura en la cinta nos da 21 mts (30-9=21) como se ve en la Fig. 53. El cadenero de atrás avanza hasta dicha señal (donde se clavo la ficha) y sostiene ahí la graduación de 21 mts mientras el otro avanza hasta clavar otra ficha, por ejemplo, en la marca de 7 mts. Finalmente, con la marca de 7 mts la cual deberá sostenerla el cadenero de atras el de adelante procede a marcas la distancia completa de 30 mts con el punto donde la cinta marca cero.

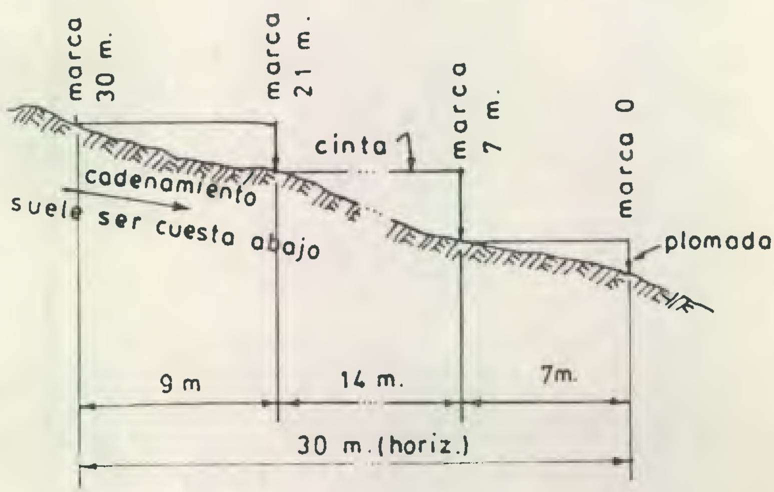


FIG. 53.

Para evitar cocas en la cinta, el cadenero de adelante tira de ella a toda su longitud, lo cual hace perder algo de tiempo en el proceso de avanzar pues para iniciar las lecturas tendrá que retroceder. Las longitudes parciales de la cinta se van sumando mecánicamente hasta llegar al total de 30 mts sosteniendo la cinta en las marcas apropiadas. No se requiere de cálculo mental alguno.

El cadenero de atrás devuelve al cadenero de adelante las fichas clavadas en los puntos intermedios para llevar bien la cuenta del número de cintadas, que se han aplicado. En todos los casos nivelamos la cinta a ojo ó por medio de nivel de mano, debiendo tener presente el cadenero que hay tendencia a poner demasiado bajo el extremo aplomado de la cinta al ir cuesta abajo. Como hemos dicho anteriormente, solo la práctica desarrollará la destreza para sostener una cinta en ángulo recto con el hilo de la plomada.

Es preferible medir cuesta abajo que pendiente arriba, ya que al hecerlo en la primera forma, el punto de atrás (primer punto) puede sostenerse firmemente sobre un objeto fijo, mientras se aploma en el otro extremo. En cambio al medir cuesta arriba es posible sostener con firmeza la cinta en el punto de adelante pero el de atrás es vacilante la posición.

Al determinar la distancia entre dos puntos situados en TERRENOS ESCARPADOS es decir que tienen una pendiente fuerte, es recomendable medir sobre el declive; Ver Fig. 54; poniendo la cinta paralela al terreno y debemos medir también el ángulo vertical, de inclinación o diferencia de elevación, para después calcular la distancia horizontal, en vez de ir utilizando la cinta en tramos cortos.

FIG. 54

Las cintas largas de 50 a 100 mts son muy útiles para medir distancias paralelas al terreno en cuestas, así como distancias a través de un río.

Ejemplo:

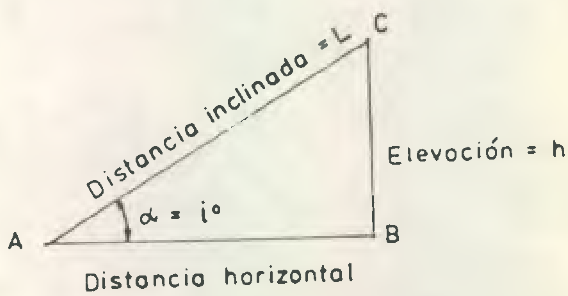


FIG. 55

Si la distancia inclinada (L = AC) se considera como hipotenusa de un triángulo rectángulo, Ver Fig 55; la longitud sobre el plano o distancia horizontal se encuentra así:

En ABC, AC = L es la distancia inclinada ó longitud de la medida paralela al terreno y AB = d es la distancia horizontal. Siendo el triángulo ABC rectángulo en A, entonces,

$$AB = AC \text{ coseno } i^{\circ} \text{ ó } d = L \cos. i$$

Queda pues por obtener el ángulo de inclinación una vez que se ha hecho la medición y este ángulo se puede encontrar utilizando algún tipo de clinómetro, de los cuales es el nivel Abney el instrumento más utilizado.

No siempre el terreno que se mide tiene una inclinación de cualquier tipo que esta sea, en forma constante; existiendo por ende TERRENOS IRREGULARES los cuales se recomienda medirlos en tramos horizontales para evitar el exceso de datos inclinados de la cinta en cada tramo, también es recomendable en estos casos usar balizas. (Ver Fig. 56).

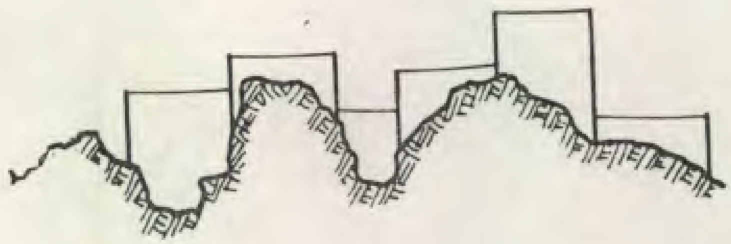


FIG. 56

2.1.9.3 CAUSAS DE ERROR EN LAS MEDICIONES CON CINTA

a. ERRORES INSTRUMENTALES: Una cinta puede usarse con una longitud diferente de su longitud nominal, ya sea por defecto de fabricación, por reparación, ó por haberse formado una ó más cocas en la misma al medir.

b. ERRORES NATURALES: La distancia horizontal, entre las graduaciones, en los extremos de una cinta varía a causa de los efectos de la temperatura, del viento y del peso de la propia cinta.

c. ERRORES PERSONALES: Los cadeneros se pueden descuidar en la colocación de las fichas, en la lectura de la cinta o en la manipulación general del equipo.

Para facilitar la comprensión de las causas frecuentes de errores que se presentan al medir con una cinta, se describirán según la siguiente clasificación:

1. Longitud incorrecta de la cinta
2. Temperatura diferente de la normal
3. Tensión inconstante
4. Colgadura o efecto de catenaria
5. Desalineación
6. Inclinación
7. Aplome inadecuado
8. Marcaje deficiente
9. Lectura o interpretación incorrecta

1. LONGITUD INCORRECTA DE LA CINTA: Este error es sistemático, es constante, siempre aumenta ó siempre disminuye.
Los fabricantes de longímetros no garantizan por lo general que las cintas de acero tengan exactamente su longitud nominal, proporcionan un certificado de comparación, excepto que se solicite y se pague un cargo extra por el mismo.
En Estados Unidos, la National Bureau of Standards de Gaithersburg, Maryland efectúa esta comparación por una cuota determinada y certifica la distancia exacta que hay entre las graduaciones extremas de la cinta en condiciones dadas de temperatura, tensión y forma de sostén.

En Guatemala calibramos la cinta contra un patrón existente en el ICAITI, donde extenderán una certificación de la longitud exacta de la cinta,esto suele hacerse en las mediciones legales y otras de importancia.

Cada vez que se tiende la cinta ocurre un error debido a la longitud incorrecta de la misma. Si la longitud real de la cinta, determinada por comparación, no es exactamente igual a su valor nominal - (que se anota o registra por cada cintada completa) el FACTOR DE CORRECCION que debe aplicarse se determina por la fórmula:

$$c_l = \frac{l - l'}{l'}$$

Y la distancia real se obtiene por la expresión:

$$L_r = L + c_l\, L = L + C_l$$

Donde c_l es el factor de corrección que debemos aplicar a la longitud medida para obtener la CORRECCION POR LONGITUD C_l, l la longitud real de la cinta, l' longitud nominal de la misma, L la longitud medida (anotada) de la línea y L_r la longitud real de la línea medida.

Ejemplo: Supongamos que tenemos una cinta de 30 mts de longitud, pero cuando la comparamos con una cinta contrastada se encuentra que su longitud real es 30.006 mts, para encontrar la corrección unitaria tenemos que c_l = (30.006 - 30.000)/30.000 = + 0.002 de error por metro de la cintada dada. Nótese que el signo es positivo debido a que en realidad, según nuestra cinta; al medir la línea obtuvimos un dato menor al que normalmente era (en tres cintadas anotamos 90 mts y en realidad eran 90.018

mts); siguiendo con el ejemplo, tomemos que una línea midió 169.725 mts, con esta cinta tenemos una longitud real de 169.725 + 169.725 (+0.002) = 169.725 + 0.034 = 169.759 mts.

Ahora supongamos una cinta que es menor, de 29.994 mts de longitud real y la misma medida de 169.725 mts, la distancia real sería 169.725 + 169.725 (-0.002) = 169.691 mts.

Un método más fácil para efectuar correcciones por longitud incorrecta de la cinta sería, calcular primero la cantidad (diferencia) en que una cinta es más larga ó más corta; luego se multiplica dicho valor por el número de cintadas completas que hay en la medida de la línea. Así utilizando el mismo ejemplo tenemos que la cinta tiene 0.006 mts más larga ó más corta, la corrección total sería (169.725/30) 0.006 = 0.034 mts luego este valor lo sumamos o restamos, dependiendo cual sea el caso; a la longitud medida de 169.725 para obtener el resultado final.

2. TEMPERATURA: Las cintas de acero se normalizan a 20°C (68°F) por lo general. Una temperatura mayor o menor que este valor ocasiona un cambio de longitud que debe tomarse en consideración.

El coeficiente de dilatación térmica longitudinal del acero con que se fabrican las cintas ordinarias es aproximadamente de 0.0000117 por unidad de longitud y por °F) De modo que para cualquier cinta.

$$C_t = K(T - T') L$$

Donde C_t es la CORRECCION POR TEMPERATURA que se aplicará a la longitud de la línea por tener la cinta una temperatura diferente de la normal, K es el coeficiente de dilatación (o contracción) térmica del material de la cinta, T la temperatura de la cinta al momento de la medida de la línea (que se anota en la libreta de registro).

Ejemplo: Supongamos que la longitud de una línea medida a - 0.833°C con una cinta de acero común de 30 mts de longitud a 20°C, es 261.762 mts. El cambio a aplicar; a la longitud anotada de la línea debido a temperatura es:

$$0.0000117\ (-0.833 - 20)(261.762) = -\ 0.064 \text{ mts}$$

La longitud correcta de la línea es por lo tanto

$$261.7621\ -0.064 = 261.698 \text{ mts.}$$

Con la ecuación podemos obtener directamente el signo que nos indicara si sumamos o restamos de la línea medida. Pero podemos tomar como regla que todo valor menor a los 20°C (en este tipo de cintas) se resta y mayor se suma. Esto tiene lógica pues por la ley física sabemos que los cuerpos se dilatan o alargan a mayor temperatura de la normal y se contraen a acortar a menor temperatura.

Los efectos de la temperatura son difíciles de evaluar al hacer mediciones con cinta, pues la temperatura del aire leída en un termómetro fijado a la cinta puede ser muy diferente de la temperatura real de la misma.

La brillantez solar, la sombra, el viento, la evaporación del agua en una cinta mojada y otras condiciones hacen inciertas la temperatura de la cinta.

3. TENSION

Cuando estiramos una cinta de acero por aplicarle mayor tensión que la normal, se alarga en forma elástica. El módulo de elasticidad de un material es la relación del esfuerzo (unitario) a la deformación (unitaria), o sea:

$$E = \frac{\text{Fuerza por unidad de área}}{\text{Deformación por unidad de longitud}} = \frac{P/A}{e/L}$$

De modo que la CORRECCION POR TENSION es:

$$C_p = e = (P - P')\,\frac{L}{AE}$$

Donde C_p(ó , e) representa el alargamiento total - que ocurre en la cinta debido al incremento de la tensión aplicada, P es la tensión real que se aplica a la cinta, P' la tensión normal de la misma, L su longitud, A su área transversal y E el módulo - de elasticidad del acero.

El valor de E es de 20,400 kgf/mm2 para el tipo de acero que se utiliza en las cintas. Los errores - debido a tensión incorrecta pueden ser sistemáticos ó aleatorios.

Ejemplo: Tenemos una cinta de 30 mts de longitud a una tensión normal de 5.5 kgf, estando soportada en toda su longitud, y cuya área de sección transversal es de 3 mm^2. El incremento de longitud de la cinta para una tensión de 9.0 kgf es:

$$\frac{(9.0 - 5.5)\ (30)}{20400 \times 3} = 0.0017 \text{ mts o bien } 0.002$$

Una línea que midió 261.762 mts con esa cinta y esa tensión, require de una corrección de (261.762/30) x 0.0017 = 0.015 mts; por lo tanto, la longitud corregida es 261.777 mts.

En el caso de tensión cuando no queremos hacer cálculos se utiliza un dinamómetro para mantener la tensión normal.

4. COLGADURA O EFECTO DE CATENARIA: Una cinta de acero que no está apoyada en toda su longitud, cuelga de sus extremos formando una catenaria, que es la curva que asume una cadena o un cable suspendido entre dos apoyos a nivel. La catenaria acorta la distancia horizontal entre las graduaciones extremas, ya que la longitud de la cinta permanece sin cambio (Ver Fig. 57).

El efecto de catenaria puede disminuirse aplicando más tensión pero no se elimina al menos que se apoye la cinta en toda su longitud.

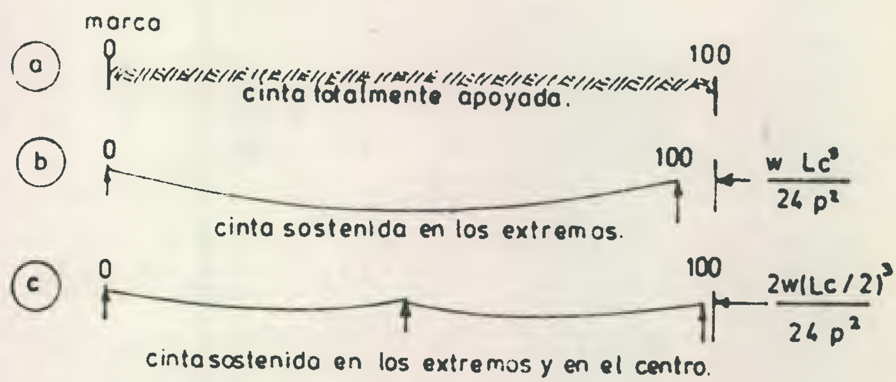


FIG. 57

La CORRECCION POR CATENARIA se encuentra con la ecuación:

$$C_c = -\frac{L_c}{24}\left(\frac{W}{P}\right)^2 = -\frac{W^2\ L_c}{24\ p^2} = -\frac{w^2\ L^3{}_c}{24\ p^2}$$

Donde Lc es la longitud colgante de la cinta (supo nemos siempre la longitud nominal de la cinta), w el peso de la cinta por unidad de longitud, W (ó - sea, w Lc) el peso total de la cinta entre apoyos, y P la tensión aplicada al longímetro. Este valor es negativo pues siempre se resta a la longitud me dida.

Hay tres medios para eliminar los errores por cate naria.

a. Apoyar la cinta a intervalos cortos o en toda su extensión.
b. Aumentar la tensión aplicada para hacer que el alargamiento elástico de la cinta sea igual a la corrección por catenaria que se requiera.
c. Calcular la corrección por catenaria de cada me dida y dependiendo del caso que se trate (como en la figura) y aplicarla a la longitud regis- trada.

5. DESALINEACION; Si uno de los extremos de la cin ta queda desalineado ó si se atora la cinta en al- gún obstáculo, se introduce en un error sistemáti- co. La CORRECCION POR DESALINEACION (ó desviación respecto al alineamiento) Cd, puede calcularse:

$$Cd = - \frac{d^2}{2L}$$

Donde d es la desviación de la cinta y L su longi- tud, conderando a ambos en el plano horizontal.

Ejemplo: Cuando clavamos una ficha para marcar el extremo de una longitud de 30 mts a una distancia de 42 cm de la línea, el error en esa medida es $- 0.42^2/60 = - 0.003$ mts. Se tiene un error igual en la siguiente cintada completa (30 mts), cuando la ficha respectiva su sitúa correctamente sobre - la línea.

Si en el centro de una cinta de 30 mts cae sobre un arbusto y queda 30 cms fuera del alineamiento, el error que se tiene en las dos longitudes de 15 mts es

$$-\frac{2 \times 0.30^2}{2 \times 15} = -\ 0.006$$

6. INCLINACION: El error que ocasiona una cinta - inclinada en el plano vertical es igual al que resulta por la desviación o desalineación de la misma en el plano horizontal. La CORRECCION POR INCLINACION es:

$$Ci = -\frac{h^2}{2L}$$

Donde h es el desnivel ó diferencia de elevación - entre los extremos de la cinta y L la longitud de la misma.

7. APLOME: Los errores debido a aplome incorrecto con aleatorios, puesto que pueden hacer que las distancias anotadas sean más largas o más cortas. Serían sistemáticos si se midiera con la cinta directamente en contra de la dirección de un viento fuerte o en la misma dirección de éste.

Necesitamos práctica y buen pulso para sostener una plomada quieta un período lo suficientemente largo para poder marcar un punto ó permitir una visual - del instrumento. Esta se mueve en círculos aún cuando no hay viento.

Tocando ligeramente el terreno con la plomada, o aquietándola con un pie, logramos disminuir su oscilación. Solo la práctica reducirá el error.

8. MARCAJE: Las fichas como mencionamos con anterioridad, deben clavarse perpendicularmente a la línea que se mida, pero inclinados 45° (sobre la línea, no a un lado de ésta) con respecto al terreno. Esta posición permite aplomar sobre el punto en el que entra la ficha al terreno sin que haya interferencia con su argolla.

La maleza, las piedras y las raíces dificultan clavar las fichas ó agujas de cadenamiento y agravan el efecto de marcaje incorrecto.

Estos errores tienden a ser aleatorios y se pueden hacer pequeños o disminuirlos localizando con cuidado un punto y luego verificando la medida sobre la ficha.

9. LECTURA: El proceso de apreciar milésimos en cintas graduadas sólo en centésimos, o bien, centésimos en las cintas graduadas, sólo en décimos, es el de INTERPOLACION. Este proceso se aprende fácilmente y puede aplicarse en muchas ramas de la ingeniería.

Los errores debidos a interpolación son aleatorios en la longitud de una línea. Pueden reducirse teniendo cuidado al hacer las lecturas, usando una pequeña regla ó escala para determinar la última cifra y corrigiendo cualquier predisposición que se tenga hacia ciertos valores particulares.

2.1.10 MEDIDA DE DISTANCIAS EN FORMA INDIRECTA

2.1.10.1 METODO TAQUIMETRICO O METODO DE ESTADIA:

Hay que tomar muy en cuenta que la TAQUIMETRIA es una técnica topográfica que se emplea para determinar rápidamente la distancia, la dirección y la di ferencia de elevación de un punto, por medio de una sola observación hecha desde una misma estación de instrumento, ahora bien; el METODO TAQUIMETRICO que más se utiliza es el METODO DE ESTADIA. Por tal - motivo a este método se le conoce como TAQUIMETRICO. Es importante que este tipo de términos se aclaren, para evitar confusiones posteriores.

El método taquimétrico ó de estadía mide distancias con suficiente exactitud para la nivelación trigonométrica, el trazo de algunas poligonales y la localización de los detalles topográficos de un relieve. Utiliza menos personal en una cuadrilla que los que se requiere para los levantamientos con tránsito y cinta.

La palabra ESTADIA proviene del Griego de la denominación STADIA que se aplica a las unidades de longitud que se usaron originalmente para medir distancias en competiciones atléticas; de ahí proviene nuestro moderno ESTADIO (en Latín STADIUM). Un estadio griego (Stadium) correspondía a 600 de las unidades griegas equivalente al pie norteamericano o en términos más precisos, a 606 pies y 9 pulgadas, de acuerdo con los estandares actuales.

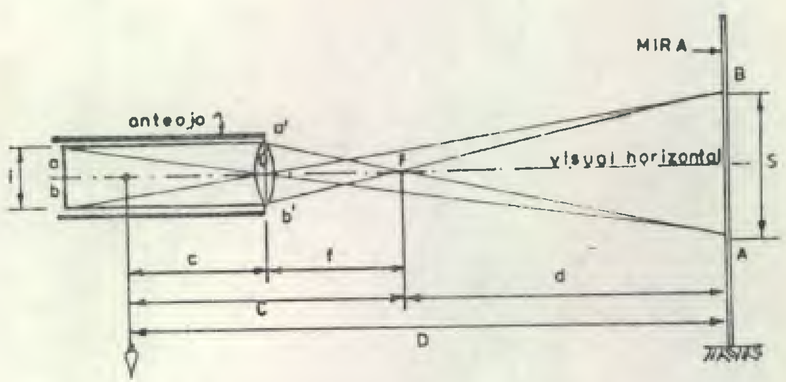
El método estadimétrico resulta mucho más rápido - que el empleo de la cinta y bajo ciertas condiciones es también tan preciso como este, sirve con frecuencia; para comprobar mediciones de mayor precisión.

El material necesario en el método taquimétrico - consta de un anteojo con dos hilos horizontales en su retículo, llamados HILOS ESTADIMETRICOS, y en una mira graduada, llamada MIRA ESTADIMETRICA, ES-

TADIA ó simplemente MIRA.

El procedimiento de medir con mira consiste en observar con el anteojo la posición aparente de los hilos estadimétricos sobre la mira (estadia) colocada en posición vertical. El trazo de mira comprendido entre estas dos porciones llamado LECTURA DE MIRA, es proporcional a la distancia entre el anteojo y la mira (estadia) como explicaremos más adelante. En la mayor parte de los instrumentos, la relación entre la distancia y el INTERVALO ESTADIMETRICO (lectura de mira) es igual a 100.

En la Fig. 58 se puede ver el fundamento de las mediciones estadimétricas; la visual o eje de colimación, es horizontal y la mira vertical. Los hilos estadimétricos están indicados por los puntos a y b; la distancia entre estos es i. La posición aparente de estos hilos sobre la mira está dada por los puntos A y B, y la posición S de mira interceptada por los mismos, es la lectura de mira.



VISUAL ESTADIMETRICA HORIZONTAL

FIG. 58

Se sabe por óptica que cuando un rayo luminoso pa-so por el centro óptico de una lente no cambia de dirección, y además, que los rayos paralelos al eje óptico se cortan al otro lado de la lente en un punto de este eje, llamado foco principal, denominándose DISTANCIA FOCAL a la que hay entre este foco y el centro óptico de la lente.

Supongamos que aa' y bb' son rayos paralelos procedentes de los hilos estadimétricos a y b. El punto F es el foco principal, por el cual pasarán estos rayos después de atravesar el objetivo; f es la distancia focal del objetivo, y los rayos emergentes formarán, respectivamente, las posiciones a'FA y b'FB. Supongamos también que aOA y bOB sean rayos que emanan de a y de b que pasan sin desviarse por el centro óptico O.

Como todos los rayos procedentes de un punto concurren en un foco al otro lado del objetivo, se deduce que los rayos que parten de a, uno de los cuales pasa por O y otro por F, se encontrarán en un foco A, y como la inversa también es cierta, se tiene que rayos procedentes de A y que pasan por F y por O se encontrarán en un foco a. Los pares de puntos tales como a y A ó como b y B se llaman FOCOS CONJUGADOS y sus distancias al centro óptico del objetivo, medidos sobre el eje óptico, reciben el nombre de DISTANCIAS FOCALES CONJUGADAS.

Como ab = a'b', de los triángulos semejantes Fa'b' y FAB tenemos:

$$\frac{f}{i} = \frac{d}{S}$$

La distancia horizontal d entre el foco principal y la mira será:

$$d = (f/i)\ s = Ks$$

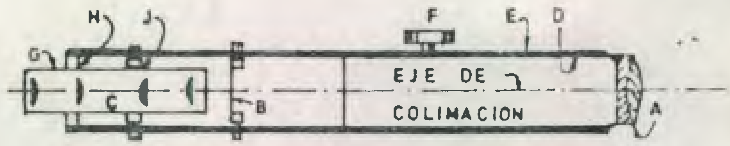
Donde $K = f/i$ se denomina COEFICIENTE DIASTIMOMETRICO, que es constante para cada instrumento mientras no varíe sus condiciones de montaje. De este modo la distancia entre el foco principal y la mira para una visual horizontal se obtiene multiplicando la lectura de mira por el coeficiente diastimométrico. La distancia horizontal desde el centro del teodolito o del nivel a la mira será:

$$D = Ks + (f+c) = Ks + C \quad (1)$$

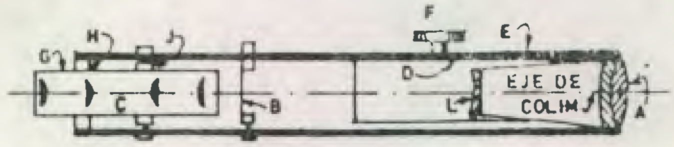
Donde C es la distancia entre el centro del instrumento y el foco principal. Esta fórmula es la que emplearemos para el cálculo de distancias horizontales a la mira ó estadia cuando la visual es horizontal.

La distancia focal f es una constante para un instrumento dado, pudiéndose determinar con la exactitud necesaria enfocando el objetivo sobre un punto lejano y midiendo la distancia entre el retículo y el objetivo. La distancia c, aunque es una distancia variable dependiente de la posición del objetivo, se puede considerar como constante en todos los trabajos topográficos; su valor medio se puede determinar midiendo la distancia del eje vertical al objetivo cuando éste se halla enfocado para una distancia visual normal.

El valor $C = f + c$ está dado casi siempre por el fabricante y está impreso dentro la caja del instrumento. En los anteojos de enfoque exterior y en condiciones normales, se suele tomar C igual a 30 cms. sin que el error que así se cometa tenga la menor trascendencia. Los anteojos de enfoque inferior (Ver Fig. 59) están construidos de tal modo que C es cero, lo que constituye una ventaja muy importante en las mediciones estadimétricas.



CORTE DE UN ANTEOJO DE ENFOQUE EXTERIOR.

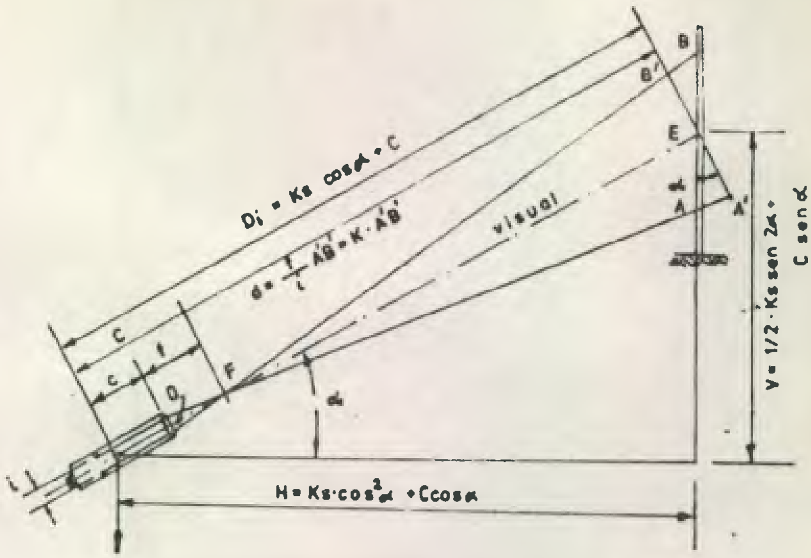


CORTE DE UN ANTEOJO DE ENFOQUE INTERIOR

FIG. 59

VISUALES NO HORIZONTALES: En los levantamientos con estadia, los visuales horizontales son la excepción y lo general es que se trate de hallar la distancia tanto horizontal como vertical entre teodolito y estadia. El problema queda resuelto determinando las proyecciones horizontal y vertical de cada visual inclinada. Para comodidad en el trabajo de campo el estadal se coloca siempre vertical. En la Fig. 60 se ve una línea de mira inclinada OE; la lectura de mira es AB sobre la mira vertical y A'B' es su proyección normal a la visual. La longitud de esta visual, contada desde el centro del instrumento vale.

$$Di = \frac{f}{i} \cdot A'B' + C \qquad (2)$$



VISUAL ESTADIMETRICA INCLINADA

FIG. 60

En todas las aplicaciones prácticas los dos ángulos A' y B' pueden considerarse rectos. Llamando S al segmento AB, tenemos: A'B' = S cos   y sustituyendo este valor es (1), resulta:

$$Di = ks\ \cos\alpha + C \qquad (3)$$

La componente horizontal (proyección) de esta distancia inclinada está dada por la fórmula:

$$H = ks \cos^2\alpha + C \cos\alpha \qquad (4)$$

$$H = ks\ (Ls-Li) \cos^2\alpha + C \cos\alpha$$

que es la ecuación general que sirve para determinar la distancia horizontal entre el instrumento y la mira cuando la visual es inclinada.

La componente vertical (proyección) de esta distancia inclinada es:

$$V = ks \cos\alpha\ sen\ \alpha + C\ sen\ \alpha$$

$$V = ks\ (Ls-Li)\ sen\ 2\alpha$$

Generalmente $ks = \frac{f}{i} = 100$

Sustituyendo el producto $\cos\alpha \operatorname{sen}\alpha$ por su igual $\frac{1}{2}\operatorname{sen} 2\alpha$, se tiene:

$$V = \frac{1}{2}\, ks \operatorname{sen} 2\alpha + C \operatorname{sen}\alpha \qquad (5)$$

que es la fórmula general para determinar el desnivel entre el centro del teodolito y el punto en que la visual corta a la mira. Para hallar el desnivel entre los correspondientes puntos del terreno hay que tener en cuenta la altura del instrumento y la lectura de mira.

Las ecuaciones (4) y (5) se conocen con el nombre de FORMULAS ESTADIMETRICAS PARA VISUALES INCLINADAS.

FORMULAS APROXIMADAS: Para la mayor parte de los trabajos basta con el empledo de fórmulas aproximadas. En general, las distancias se expresan en metros y decímetros, y los desniveles en dobles centímetros. En estas condiciones, para visuales radiales con pendiente menor de 3° la fórmula (4) que expresa las distancias horizontales, puede escribirse en esta forma reducida.

$$H = ks + C \qquad (6)$$

expresión igual que para las visuales horizontales pero en poligonales de mucha longitud, a causa del error sistemático, solo puede aplicarse esta fórmula aproximada cuando el ángulo vertical no pasa de 2°.

Debido a la refracción y a la inclinación involuntaria de la mira o estadal, las lecturas suelen ser erróneas. Para compensarlos se suele despreciar - la constante C en los levantamientos normales. De

Aquí que en todos los casos ordinarios la fórmula (4) puede escribirse con bastante precisión en la forma siguiente:

$$H = ks \cos^2\alpha \text{ (aprox)} \qquad (7)$$

también la fórmula (5) se puede reducir a la expresión que sigue:

$$V = \frac{1}{2} ks \operatorname{sen} 2\alpha \text{ (aprox)} \qquad (8)$$

El cálculo de distancias horizontales y desniveles tanto si es algebráico como gráfico o mecánico, se simplifica considerablemente aplicando las fórmulas (7) y (8), lo que las hace de empleo usual en los levantamientos estadimétricos.

Cuando k es 100, se hace el cálculo multiplicando mentalmente la lectura de mira por 100 al hacer la observación, y éste es el valor que se registra en el cuaderno de campo. Así por ejemplo, si la lectura de mira es 2.36 mts la distancia será 236 mts

Es muy importante conocer de donde provienen los cálculos, a pesar de que en la práctica las distancias horizontales y los desniveles se calculan haciendo uso de tablas, calculadora o de círculos estadimétricos, que estriban precisamente de dichas fórmulas.

2.1.10.2 METODO TRIGONOMETRICO O MIRA VERTICAL

Cuando tenemos que medir una distancia bastante larga y como consecuencia no es posible distinguir bien los centímetros ó sub-divisiones de la estadia usamos entonces el METODO TRIGONOMETRICO.

Este método consiste en medir los ángulos de inclinación de los extremos (base y cabeza) de una mira ó estadal de 4 mts, colocada sobre una estaca para poder ver la base de los triángulos rectángulos que se formarán. Para que el lector obtenga una visualización sencilla de este tipo de método, se explica en base a la Fig. 61.

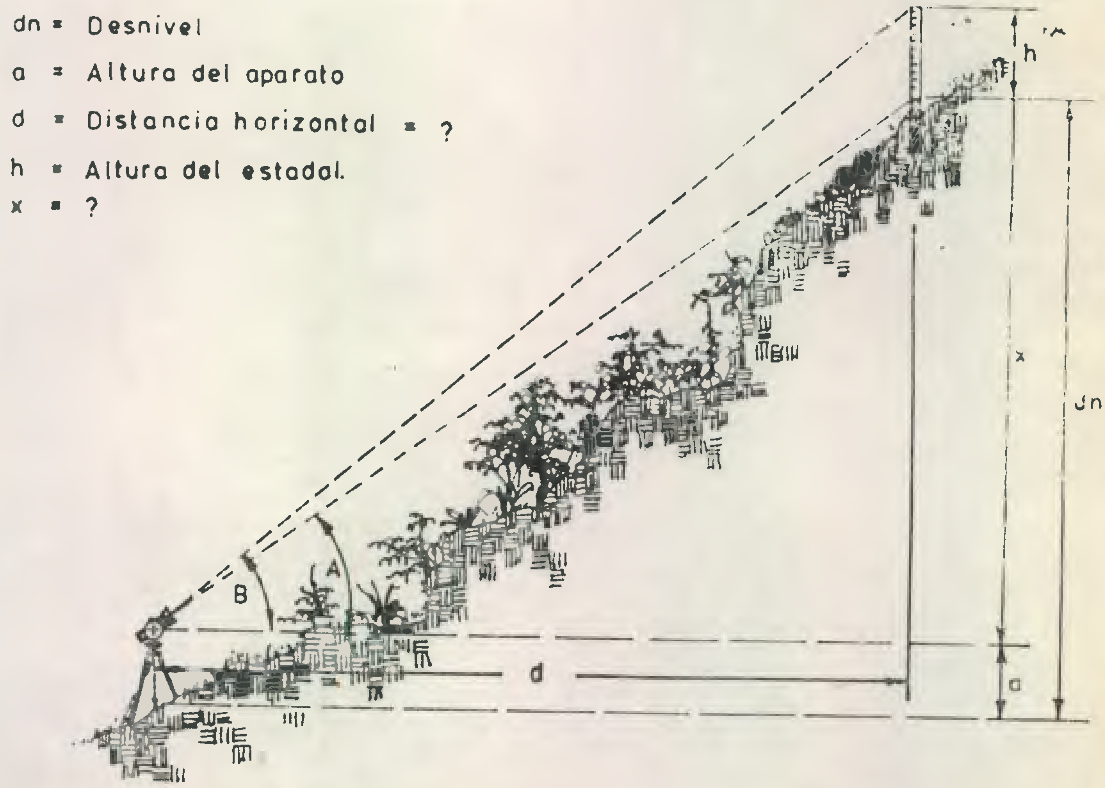


FIG. 61

$$\left.\begin{aligned}(1)\ \ \text{tang } B &= \frac{h + x}{d}\\[2ex](2)\ \ \text{tang } A &= \frac{x}{d}\end{aligned}\right\}$$

– como tenemos dos incognitas (x y d) en las ecuaciones - (1) y (2), restamos, para eliminar a x.

$$\text{tang } B - \text{tang } A = \frac{h + x - x}{d} \Rightarrow d = \frac{h}{\text{tang } B - \text{tang } A}$$

Para hallar dn:

(3) dn = x + a

de la ecuación (2) tenemos x = d tang A

sustituyendo en (3) ⇒ dn = d tang A + a

como conocemos d ⇒

$$dn = \frac{h \text{ tang } A}{\text{tang } B - \text{tang } A} + a$$

Es importante hacer ver que cuando uno de los ángulos o los dos, son negativos, el signo debe tomarse en cuenta al efectuar el cálculo. Significa entonces que existen tres casos a) cuando los dos ángulos son positivos, como el visto en la figura 61 y será ampleado seguidamente b) cuando los dos ángulos son negativos y c) un ángulo es positivo (de elevación) y el otro negativo (de depresión.)

Ejemplo: Veamos los tres casos en la Fig. 61-A.

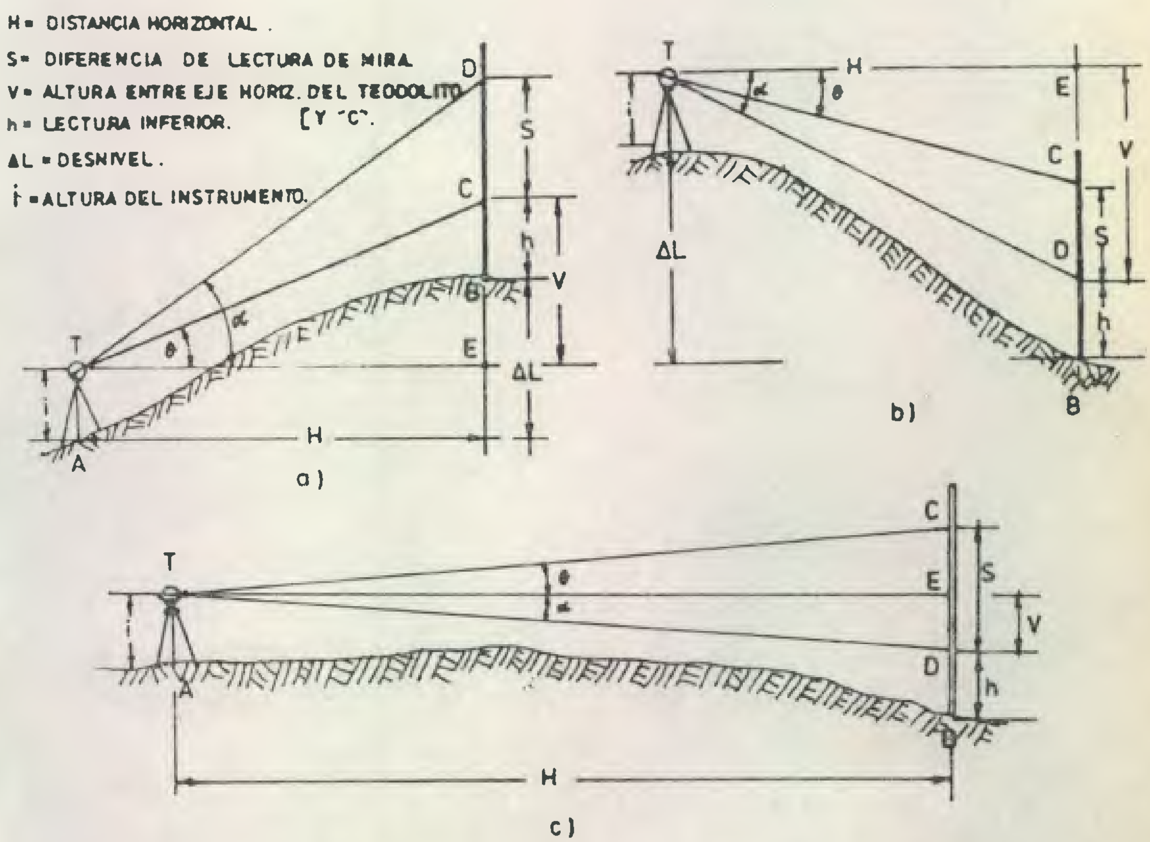


FIG. 61 - A

Caso (a)

En los triángulos DTE y CTE el ángulo en E es recto.

ET = distancia horizontal H y (D-C) = diferencia de lecturas de la mira = S.

$$DE = H \tan \alpha$$

y $CE = H \tan \theta$

por tanto $DE - CE = H \tan \alpha - H \tan \theta$

o sea, $S = H (\tan \alpha - \tan \theta)$

$$\text{por tanto } H = \frac{S}{(\tan \alpha - \tan \theta)}$$

En la fig. 61-A la altura V entre el eje horizontal del teodolito y el punto C en la mira es

$$V = H \tan \theta$$

La diferencia de nivel, ΔL, entre los puntos A y B es por lo tanto.

$$\Delta L = i + V - h$$

$$= i + H \tan \theta - h$$

mientras que en el caso (b)

H es exactamente igual que en el caso (a), debido a que por tener el signo negativo, siempre los signos iguales se restarán.

(En este caso ambos negativos). Lo que si cambia es la diferencia de nivel; transformándose la fórmula en:

$$\Delta L = i - V - h$$

$$= i - H \tan \alpha - h$$

Es posible una variante de cálculo: En el caso (c) θ es un ángulo de elevación mientras que es uno de depresión.

En el triángulo TED

$$DE = H \tan \alpha$$

y en triángulo TEC

$$CE = H \tan \theta$$

Por tanto $DE + CE = H \tan\alpha + H \tan\theta$

esto es, $S = H(\tan\alpha + \tan\theta)$

por tanto $H = \dfrac{S}{(\tan\alpha + \tan\theta)}$

Diferencia de nivel ΔL entre A y B

$\Delta L = i - V - h$

$\quad\;\; = \underline{i - H \tan \quad - h}$

2.1.10.3 MIRA HORIZONTAL O MIRA URRUTIA:

Uno de los errores importantes en la trigonometría de mira vertical se debe a la refracción diferencial de las visuales a la mira.

Este error puede eliminarse simplemente colocando la mira horizontalmente, las visuales atravesarán así condiciones atmosféricas uniformes, se utilizan entonces.

La ESTADIA URRUTIA, que fue invento del Ingeniero guatemalteco Claudio Urrutia y es una mira horizontal colocada sobre un trípode, midiéndose desde la estación del aparato, el ángulo formado entre los dos extremos de la mira.

El Ingeniero Urrutia fundamentó este aparato bajo la hipótesis de aceptar que por ser la relación de la distancia "d" con la longitud de mira L muy grande, el arco de AB de la Fig. 62 se confunde con la cuerda L.

Utilizando el principio geométrico:

$\dfrac{\text{Perímetro de la circunferencia}}{\text{ángulo de toda la circunferencia}} \quad \dfrac{2\pi R}{360^\circ} = \dfrac{L}{A^\circ}$ como $R = d$

ángulo en minutos $\dfrac{2\pi d}{21600'} = \dfrac{L}{A^\circ}$

ó

$$d = \frac{3437.7468\ L}{A'}$$

FIG. 62

Inicialmente, esta mira fue construida por la casa KEUFFEL y ESSER con una longitud de un metro, hoy en día se construye de dos metros de longitud como la mira horizontal de INVAR.

La estadía de INVAR (Ver Fig. 63) consiste en dos brazos huecos de aleación de aluminio articulados para poderse doblar y acomodar en una caja. Dentro de los brazos hay dos varillas de acero INVAR para que la temperatura no afecte su longitud, y tienen señales en sus extremos. Al abrir los brazos las dos varillas de INVAR forman una sola barra de 2 mts de longitud incluyendo las señales de los extremos.

FIG. 63

Se ha previsto un anteojo colimador en uno de los brazos con su línea visual perpendicular a la estadía. También hay un nivel de burbuja para garantizar la horizontalidad de los brazos.

Una tercera señal puede colocarse en el centro de la estadía de tal forma que quede exactamente centrada en la estación y por lo tanto puede usarse como señal para medir ángulos horizontales en una poligonal.

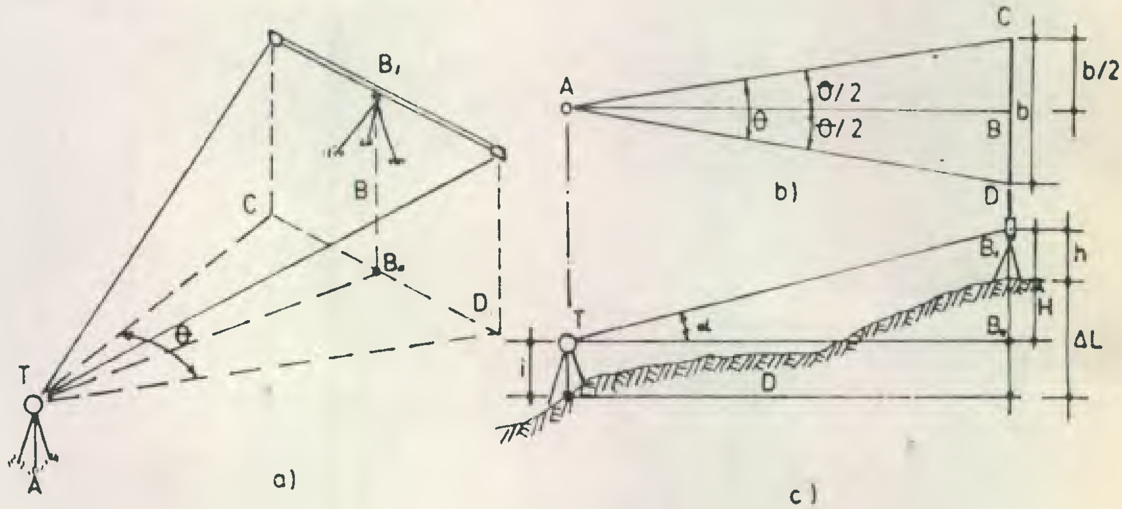
Ejemplo: Se nos pide hallar la distancia horizontal AB de la Fig. 64-a para solucionarlo se procederá de la forma siguiente:

a. Se colocan trípodes en las estaciones A y B que se nivelan y centran cuidadosamente con una plomada óptica.

b. Se coloca el teodolito en A y la mira horizontal en B.

c. El ángulo CTD se mide varias veces por repetición o reiteración. El número de veces depende de la precisión con que se necesite la distancia y del cuadro del error promedio en la medida del ángulo.

En general, podemos decir que entre más veces se mida el ángulo, menor será el cuadrado del error promedio y más exacta la distancia.



F I G . 64

La precisión de las medidas de distancias depende principalmente del tipo de teodolito que se emplee. Se recomienda el uso de aparatos que den aproximaciones de un segundo (1") ó menor.

Una ventaja importante del método de mira horizontal es que siempre obtenemos la distancia horizontal directamente, aunque se dirija una visual inclinada pues el ángulo se mide en un plano horizontal. Esta distancia horizontal la podemos calcular o leer en una tabla que contiene la siguiente información:

REDUCCION DE DISTANCIAS AL HORIZONTE Y DESNIVELES,
EN FUNCION DE LAS LECTURAS DE MIRA

	0°		1°		2°		3°	
Minutos	Dist. horis. m	Des- nivel m	Dist. horis. m	Des- nivel m	Dis. horis. m	Des- nivel m	Dis. horis. m	Des- nivel m
0	100,00	0,00	99,97	1,74	99,88	3,49	99,73	5,23
2	100,00	0,06	99,97	1,80	99,87	3,55		
4	100,00	0,12	99,97	1,86				
6	100,00	0,17	99,96					
8	100,00							
10	100,00							

FORMULAS BASICAS: En el triángulo CAB (Ver Fig.64) CB es la mitad de la estadia = b/2 = 1 metro; el ángulo ACB es recto y el CAB es la mitad del ángulo de paralaje = Ø/2, por tanto:

$$\frac{AB}{CB} = \cot \emptyset/2$$

$$y\ AB = CB \cot \emptyset/2$$

De donde la distancia horizontal AB = b/2 cot Ø2 metros.

Pero b/2 = 1 metro

$\Rightarrow$ AB = cot Ø/2 metros

Se considera que esta fórmula no es apropiada ya que las variaciones de la cotangente son muy grandes para ángulos pequeños. En todo caso es preferible usar la misma fórmula transformada así:

$$AB = d = \frac{1}{\tan \emptyset/2}$$

Si la mira horizontal no mide los dos metros sino uno, recordemos de incluír b/2, lo cual transformaría nuestra fórmula en:

$$d = \frac{b}{2 \tan \emptyset/2} \qquad b = \text{longitud de la estadía.}$$

La diferencia de niveles ΔL puede calcularse midiendo el ángulo vertical a la señal central y con una cinta la altura de éste sobre el terreno. Ver Fig. 64-c.

Entonces en el triángulo $TB_{,}B_{,,}$

$$B_{,}B_{,,} = H = D \tan \alpha$$

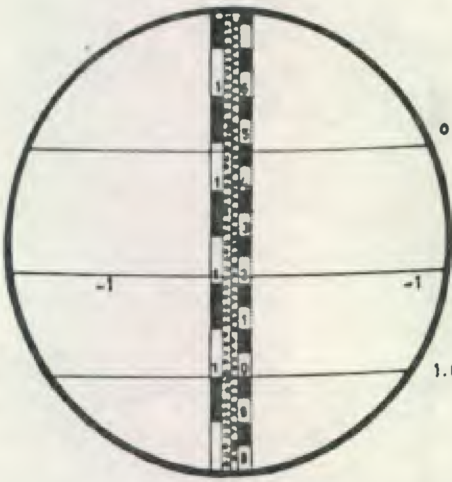
y la diferencia de niveles $\Delta L = i + H - h$
y si α es un ángulo de depresión $\Delta L = i - H - h$

2.1.10.4 AUTORREDUCTORES:

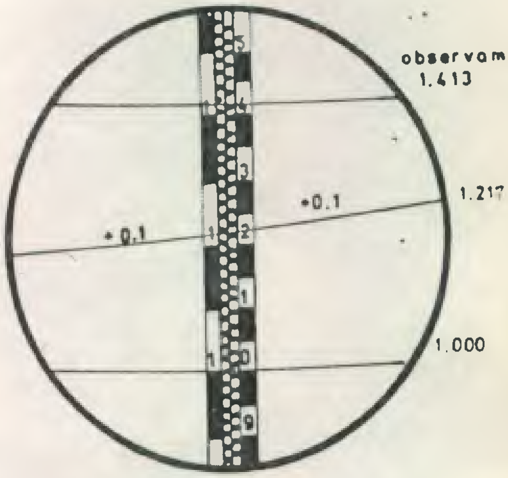
La mayor parte de los instrumentos taquimétricos son autoreductores, es decir; las distancias observadas están reducidas al horizonte y la lectura de los desniveles incluyen la reducción correspondiente a la inclinación.

Los dispositivos de reducción consisten generalmente en diagramas grabados en placas de vidrio, cuya posición es influenciada por los movimientos verticales del anteojo. Ver secuencias en Fig. 65.

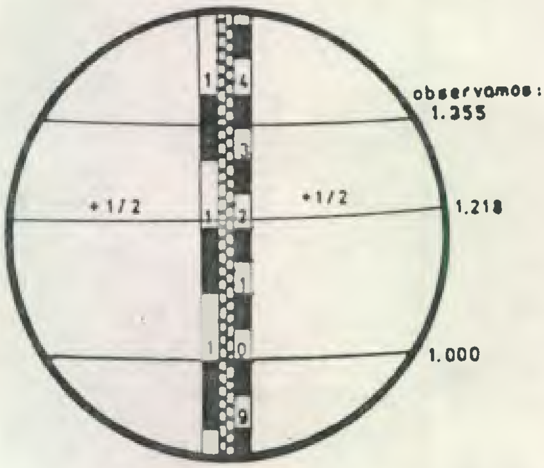
En un taquímetro autorreductor generalmente pueden leerse directamente en un estadal común, la distancia horizontal y el desnivel; graduado el estadal en centímetros. El sistema mecánico de reducción proporciona la lectura a través de dos líneas hori



LECTURAS. DISTANCIA: 1.485 - 1.000 = 0.485 × 1000 = 48.5 m
DESNIVEL : - 1 × (1.217 - 1.000) = 0.217 × 100 = -21.7 m.



LECTURAS: DISTANCIA = 41.3 m.
DESNIVEL = 0.1 × 21.7 = + 2.17 m.



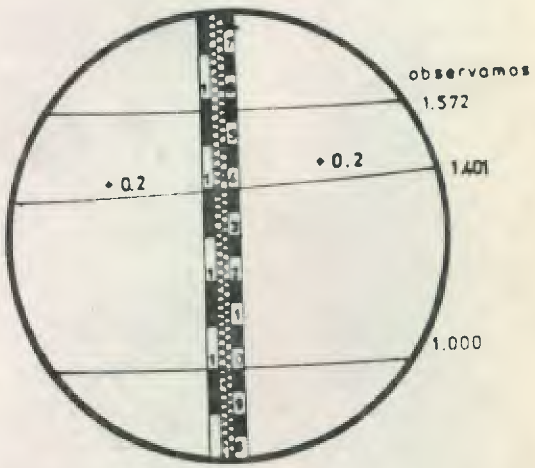


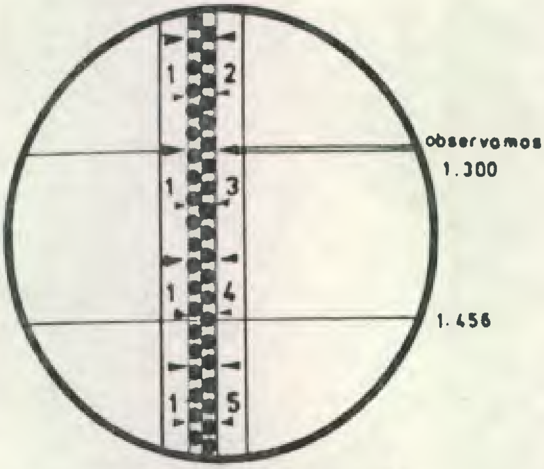
FIG. 65

LECTURAS: DISTANCIA: 35.5m, DESNIVEL:
+0.5 × 21.8 = +10.9 m

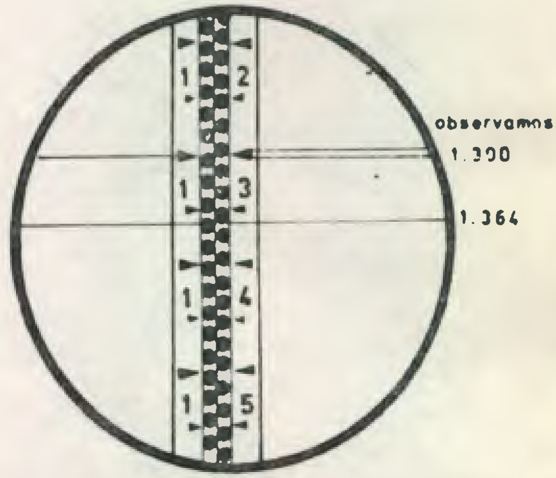
LECTURAS: DISTANCIA = 57.2m.
DESNIVEL = +0.2 × 40.1 = +8.02 m.

zontales: la superior está impresa en una placa fi ja y la inferior en una placa móvil. Dependiendo de la inclinación del telescopio, la línea móvil su birá o bajará de modo que la parte del estadal que quede entre las dos líneas indicará la distancia ho rizontal. Si el anillo moleteado del aparato se cambia de la posición D (correspondiente a las dis tancias horizontales) a la posición H (correspondiente a los desniveles), el excéntrico girará 180° y desplazará la línea móvil de manera que la parte del estadal entre las líneas indicará el desnivel entre el instrumento y la intersección de la línea fija con el estadal. La constante de multiplicación es 100, tanto para las distancias horizontales como para los desniveles, independientemente del ángulo de inclinación. El círculo vertical in dicará la tangente del ángulo con aproximación de cuatro decimales; Ver Fig. 66. Existen aparatos que son autonivelantes, por estar equipados con un péndulo compensador.

Se han desarrollado también teodolitos y alidadas taquimétricos autorreductores en los que se tienen líneas de estadía curvas que van separándose o acer cándose al ser elevado o deprimido el anteojo. Tam bién estas líneas grabadas en una placa de vidrio que gira alrededor de un centro (situado fuera del anteojo) al moverse éste último en el plano vertical.



DISTANCIA HORIZ. = 1.465-1.300 = 0.156 × 100 = 15.6 m.
EL ANILLO MOLETEADO : "0"



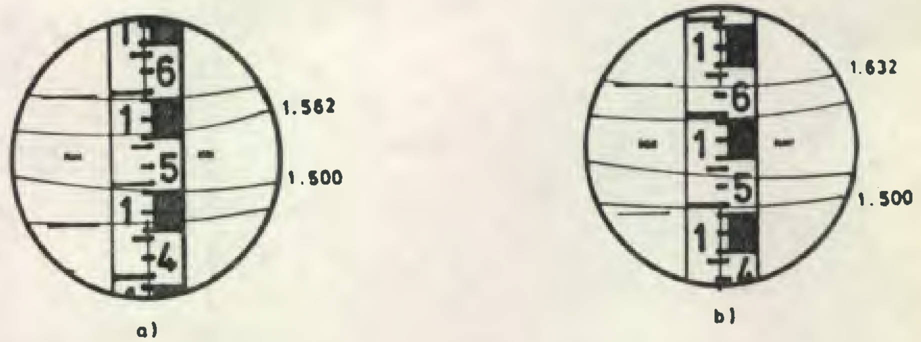
DESNIVEL : 1.364-1.300 = 0.064 × 100 = 6.4 m
EL ANILLO MOLETEADO: "H" Y ALTURA DE "ah" = 1.30m

VERTICAL: -0.4824
HORIZONTAL: 25°12'30"
(HACIA LA IZQUIERDA)

VERTICAL : + 0.0046
HORIZONTAL: 288°41'00"
(HACIA LA DERECHA)

FIG. 66

Veamos la Fig. 66-A, las líneas superior e inferior o sean las dos líneas exteriores; están curvadas en forma que corresponde a la variación de la función trigonométrica $\cos^2 \alpha$ y se utilizan para medidas de distancias. Las dos líneas interiores se emplean para determinar diferencias de elevación y su curvatura representa la función $\operatorname{sen} \alpha \cos \alpha$. En una segunda placa de vidrio que es fija, están marcados un hilo vertical, una pequeña cruz central y dos hilos de estadía cortos, esta placa se enfoca simultáneamente con las líneas curvas de reducción.



DESNIVEL

$$\begin{array}{r} 1.562 \\ -\ 1.500 \\ \hline 0.062 \cdot 50 = 3.10\ \text{m} \end{array}$$

DISTANCIA HORIZONTAL

$$\begin{array}{r} 1.632 \\ -\ 1.500 \\ \hline 0.132 \cdot 100 = 13.2\ \text{m}. \end{array}$$

LECTURAS : LAS LINEAS INTERIORES DEL DIAGRAMA SE EMPLEAN PARA LA DETERMINACION DE LOS NIVELES Y LAS EXTERIORES, PARA LA MEDICION DE LAS DISTANCIAS.

FIG. 66 - A

Para distancias horizontales se utiliza un factor constante de lectura de estadía de 100 y para las diferencias de elevación se aplica un factor de 20, 50 ó 100 a las medidas. Este valor depende del ángulo de inclinación y es indicado por trazos cortos situados entre las curvas de estadía para distancia vertical.

En cada caso, la elección del método y del instrumento para efectuar las mediciones dependerá de la precisión requerida y de la escala del plano, por lo que se refiere a la posibilidad de indicar en él los detalles.

En la actualidad, sin embargo, los levantamientos de detalles en el campo están siendo sustituidos por mediciones fotogramétricas.

2.1.10.5 METODOS OPTICOS (LASER, INFRARROJO)

Un adelanto importante para la topografía en años recientes ha sido el desarrollo de la medición electrónica de distancias (EDM, de Electronic Distance Measurement), mediante instrumentos especiales que determinan distancias o longitudes con base en el tiempo que requiere 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 Inglés Erick Bergstrand. Su dispositivo, que se llama GEODIMETRO (del inglés geodimeter, acrónimo de geodetic distance meter), resultó de ciertos intentos para mejorar los métodos de medición de la velocidad de la luz. Este instrumento transmitía radiación visible y era capaz de medir en la noche con toda exactitud distancias hasta de unos 40 kms. En 1957, un segundo aparato EDM, el TELUROMETRO, diseñado por el Dr. T.L. Wadley (quien lo llamó telurómeter) y aplicado por primera vez en sudáfrica, transmitía microondas no visibles y era capaz de medir distancias hasta de 80 kms ó más, de día o de noche.

Inmediatamente se reconoció el gran valor potencial de estos primeros modelos en el campo de la topografía. Pero, los primeros instrumentos eran costosos y no muy portátiles para los trabajos de campo. Además, los procedimientos de medición eran tardados y las operaciones matemáticas para obtener las distancias a partir de los valores observados resultaban difíciles y laboriosas. También, el alcance de operación del primer geodímetro estaba limitado en su uso durante el día. La investigación y el desarrollo contínuo de los mismos han eliminado todas estas deficiencias.

Las principales ventajas de la distanciometría electrónica, son la rapidez y la exactitud con que se pueden medir las distancias. Si es posible dirigir una línea visual, pueden medirse distancias largas o cortas sobre grandes masas de agua o sobre terrenos inaccesibles para las medidas con cinta.

En los equipos EDM actuales, los valores de las distancias aparecen automáticamente en forma digital, en pies o metros y algunos aparatos dan los resultados de una vez reducidos a la horizontal.

En la medición de grandes distancias con este tipo de aparatos hace imprescindible el empleo de los radiocomunicadores portátiles (Walkietalkies), para lograr una mejor comunicación entre los operadores de distanciómetros en la práctica moderna.

A. CLASIFICACION DE LOS INSTRUMENTOS EDM.

La clasificación de los instrumentos EDM por su alcance es más bien subjetiva, pero en general se consideran tres divisiones en este sistema: instrumentos de CORTO, MEDIANO ó LARGO ALCANCE. El grupo de aparatos de alcance corto comprende los dispositivos cuya máxima capacidad de medición no excede de unos 5 kms. La mayor parte de los equipos de esta clase son del tipo electroóptico: son pequeños, portátiles, fácil de operar y adecuados para una gran variedad de trabajos de topografía en el campo.

Los instrumentos del grupo de mediano alcance son los que tienen uno que abarca hasta aproximadamente 100 kms y son del tipo electroóptico ó del tipo de microondas. Aunque se emplean con frecuencia en trabajos geodésicos de precisión, también son adecuados para levantamientos catastrales y de obras de ingeniería. Los distanciómetros de largo alcance pueden medir líneas de 100 kms ó más. La mayoría de estos equipos trabajan por transmisión de ondas largas, pero algunos emplean microondas. Se utilizan principalmente en levantamientos hidrográficos y en navegación.

B. DISTANCIOMETROS ELECTROOPTICOS LASER E INFRARROJOS

Los instrumentos EDM electroópticos transmiten luz visible ó radiación infrarroja invisible como señal portadora. En los primeros modelos se usaron lámparas de tungsteno ó de mercurio como fuentes de luz. Su corto alcance de trabajo, especialmente durante el día, se debía principalmente a la excesiva difusión que sufría en la atmósfera esta luz incoherente. La luz coherente producida por los aparatos de RAYOS LASER de gas ha resuelto estos problemas y aumentado notablemente el alcance de trabajo durante el día.

El geodímetro modelo 8, como ejemplo, tiene un alcance hasta de 60 kms.

En años recientes se ha introducido una nueva clase de distanciómetros electroópticos de corto alcance en los que se utiliza una señal portadora de RADIACION INFRARROJA. Su alcance está restringido a unos cuantos kilómetros por limitaciones de potencia del diodo de arseniuro de galio (GaAs) que produce la radiación infrarroja, pero para muchos trabajos topográficos estos distanciómetros son adecuados. Tal vez la mayor ventaja de los rayos infrarrojos como portadores sea que puede modularse directamente su intensidad, simplificando así considerablemente el equipo que utiliza esta fuente de radiación.

Como varían los principios específicos de operación de los diferentes instrumentos electroópticos, sería impráctico analizar todos ellos en detalle. Por tal motivo sólo se dará un ejemplo de un equipo representativo, el modelo 3800 de Hewlett-Packard para una mejor comprensión al lector, con el objetivo de conservar la sencillez de este trabajo de tesis mediante un análisis general, sin llegar a la descripción de los diversos componentes electronicos.

La Fig. 67 es una representación generalizada de las características de operación de un instrumento Hewllet-Packard 3800.

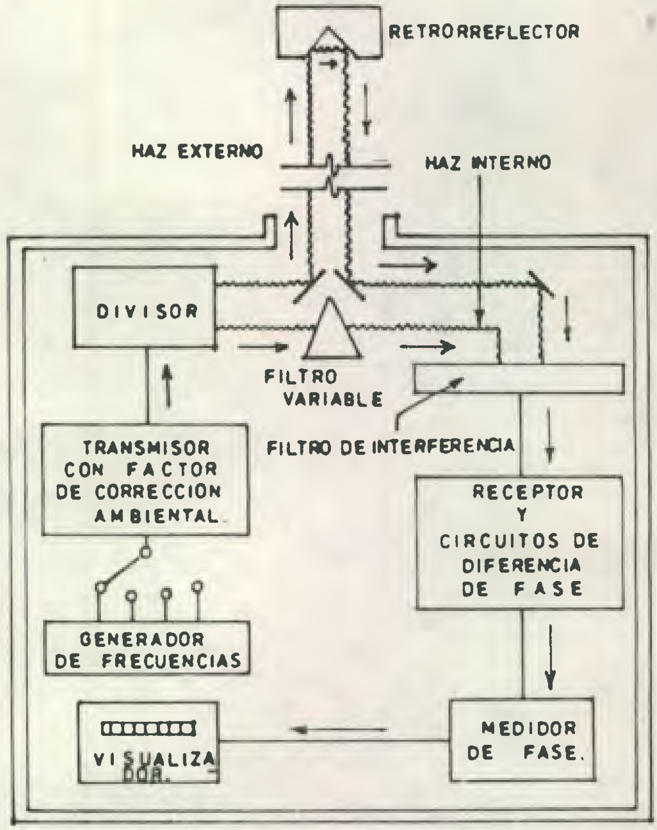


FIG. 67

El transmisor utiliza un diodo de GaAs que emite radiación infrarroja de amplitud modulada (AM). La frecuencia de modulación la controla con toda precisión un oscilador de cristal. Cuando la placa está de frente no entra luz. Cuando comienza a inclinarse, la intensidad de luz va aumentando hasta un máximo correspondiente a un ángulo (de fase) de 90° con el eje del tubo. La intensidad se reduce nuevamente a cero al colocarse la placa a un ángulo de fase de 180°, y así sucesivamente.

La presión y la temperatura atmosférica locales, sobre el sitio de medición, se determina por un operador en el momento de la medida y de una gráfica se toma un factor de corrección ambiental basado en esa observación. Se registra en el transmisor el factor de corrección para hacer variar ligeramente la frecuencia, con lo cual se mantiene la longitud de onda exacta a pesar de las variaciones atmosféricas esto elimina la necesidad de ajustar matemáticamente con posterioridad la distancia medida. Es de hacer notar que la humedad tiene un efecto despreciable sobre la propagación de la radiación infrarroja, y que por lo tanto no se determina.

Para resolver la ambiguedad del número desconocido de ciclos completos que ha experimentado una onda, dicho instrumento transmite diferentes frecuencias de modulación, F1, F2, F3, y F4, como se aprecia en el diagrama de bloques de la figura. Este distanciómetro que da las medidas en pies, utiliza frecuencias de modulación de 24.5 MHz, 2.45 MHz, 245 KHz y 24.5 KHz, respectivamente. Las longitudes de onda correspondientes a estas frecuencias son de 10, 100, 1000, 10000 pie, respectivamente (equivalentes en forma aproximada a 3, 30, 300 y 3000 mts).

Supongamos que el distanciómetro muestra en su pantalla digital la medición de una línea correspondiente a 7417.14 pie, Ver Fig. 68; de longitud. Los tres digitos más a la derecha, 7.14, se obtuvieron nulificando primero el medidor de fase mien tras se transmitía la frecuencia F_1. La distancia 7.14 es equivalente a un desasamiento de (7.14/10) x 360°, ó sea, 257°. Luego se envía y nulifica la frecuencia F_2, lo cual da una fracción de 100 pie para el segundo dígito a la izquierda del punto decimal, o sea, el número 1. Las frecuencias F_3 y F_4 son marcadas a su vez en el instrumento para obtener los dígitos 4 y 7, respectivamente.

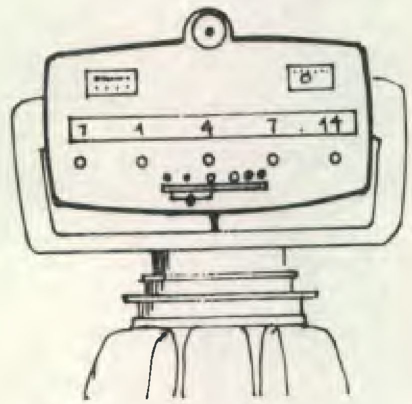


FIG. 68

2.1.10.6 TRIANGULACION:

Antes de la aparición del equipo electrónico para medición de distancias visto en el punto anterior, la triangulación era el método preferido y principal, para levantamientos de control horizontal, especialmente si se tenía que cubrir áreas extensas. Los ángulos se podían determinar fácilmente en comparación con las distancias, particularmente en el caso de líneas largas sobre terreno compacto y boscoso, utilizando las muy eficaces torres Bilby. El método posee un gran número de condiciones de cierre y comprobaciones inherentes, las cuales ayudan a detectar equivocaciones y errores en los datos de campo, e incrementa la posibilidad de satisfacer un alto estándar de precisión.

Como su nombre lo indica, la triangulación utiliza sistemas geométricos formados por triángulos. Se miden los ángulos horizontales y un número limitado de lados llamados líneas bases. Utilizando los ángulos y las longitudes de línea base, los triángulos se resuelven trigonométricamente y se calculan las posiciones de las estaciones (vertices).

Ejemplo: En primer término se establecerá una recta AB; Ver Fig. 69; aproximadamente en el centro de la zona y se le orientará con respecto al meridiano astronómico. Luego mediremos lo más exactamente posible esta alineación AB que constituirá la base de la triangulación.

Desde los extremos A y B de esta base, se medirán los valores de todos los ángulos que forman las visuales dirigidas a puntos o vértices del polígono, bien determinados, y tratando de que los triángulos que se formen sean sensiblemente equiláteros, dado que cada triángulo se resuelve por las medidas de los ángulos y el valor de uno de sus lados, obtenido por la resolución trigonométrica del triángulo colateral anterior.

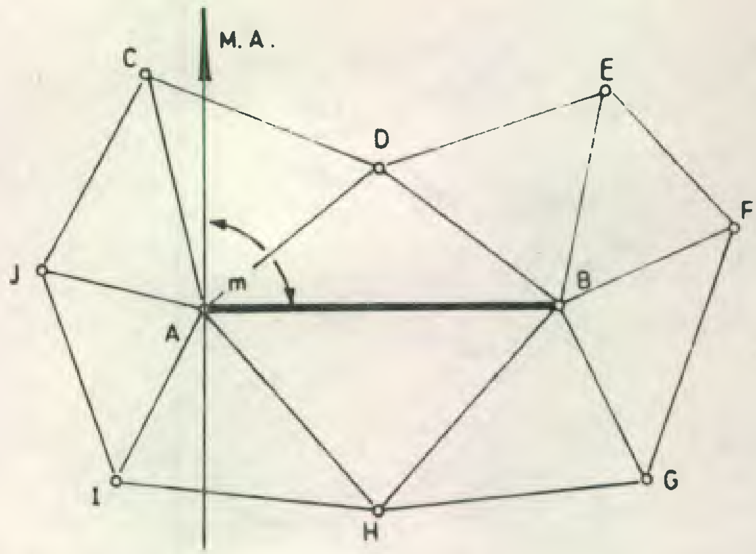


FIG. 69

El método a emplear en los levantamientos de los detalles del interior de cada triángulo, dependerá de la configuración del terreno y del número de puntos que se hayan de relevar.

Además son diferentes las figuras geométricas que se emplean para la extensión del control por triangulación. Las cadenas de cuadriláteros, llamadas ARCOS Ver. Fig. 70; son las más comunes. Son las figuras geométricas más simples que permiten comprobación rigurosa de cierre y ajustes de los errores de observación en el campo, y permiten calcular posiciones de puntos por dos caminos independientes en el caso de comprobaciones de cálculo.

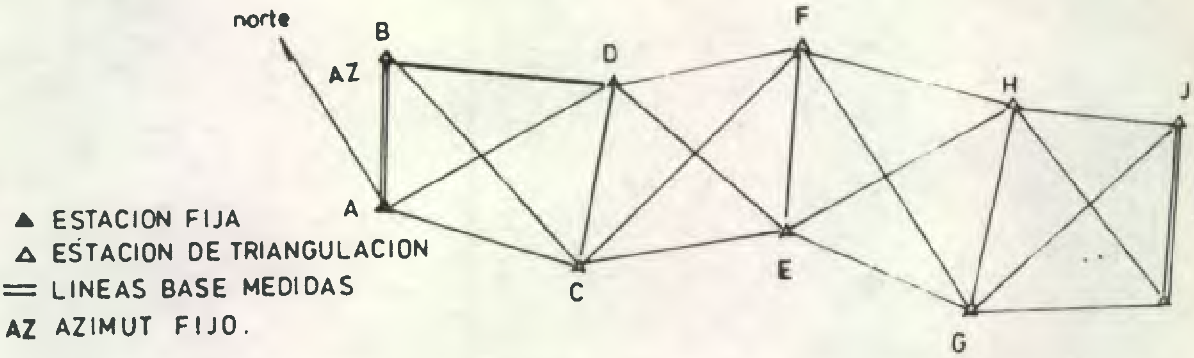


FIG. 70

Figuras más complicadas, como la ilustrada en la Fig. 71, se emplean frecuentemente para establecer control horizontal por triangulación en un área metropolitana.

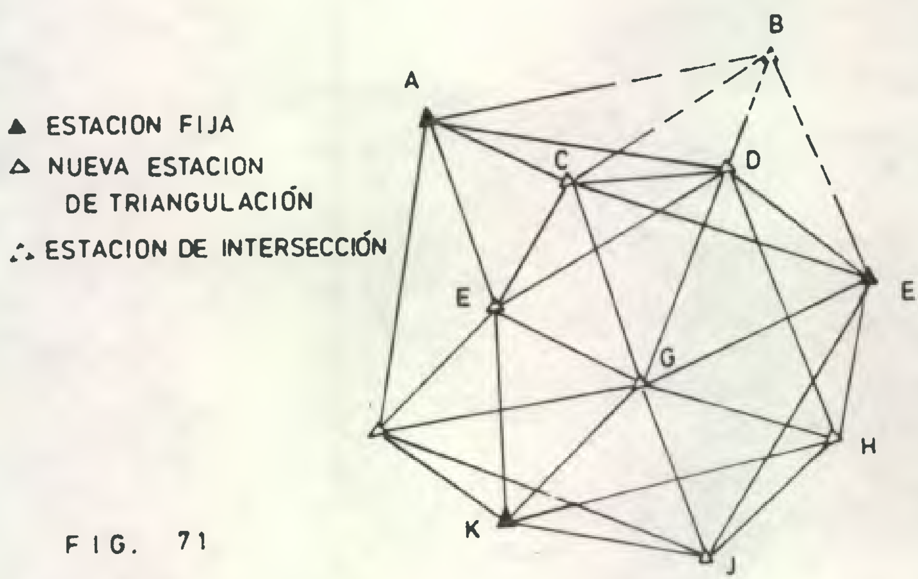


FIG. 71

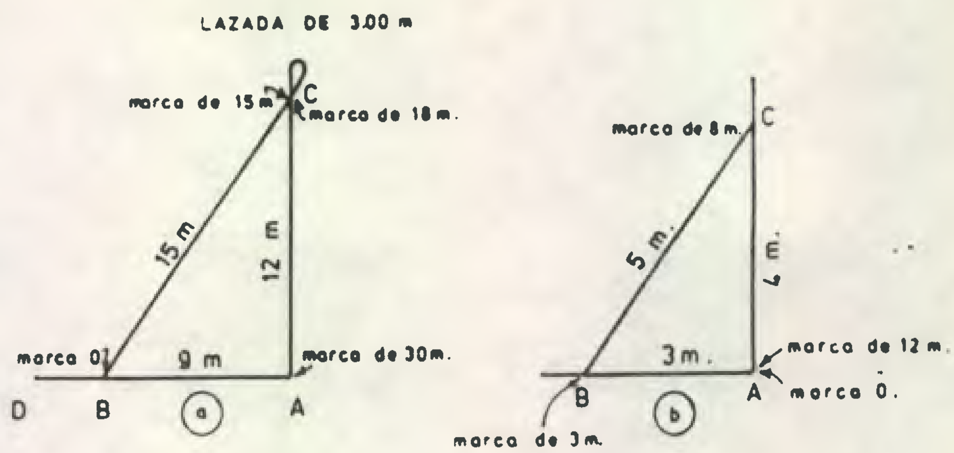
Es preciso hacer notar, que el tema de triangulación en cuestión, se dá en forma general debido a que en la tesis llamada METODOS AUXILIARES EMPLEADOS EN TOPOGRAFIA del compañero Maynor Zelada y que configura como parte del programa de topografía - uno, se toca este tema en forma detallada y precisa para la enseñanza práctica del estudiante.

2.2 MEDIDA DE ANGULOS HORIZONTALES O GONIOMETRIA

2.2.1 MEDIDA DE ANGULOS CON CINTA.

Muchos problemas que surgen en el campo, como el trazo de un ángulo, puede resolverse por medio de la cinta. Por ejemplo un ángulo recto se marca fácilmente por el método de 3-4-5 por lado. En la Fig. 72-a se indica como levantar una perpendicular a AD en A. Primero medimos 9 mts sobre AD y se marca el punto B, luego, con la graduación cero de la cinta sostenida en B y la marca de 30 mts en A, se forma una lazada (coca) en la cinta llevando a coincidir - las graduaciones de 15 y 18 mts; restirando luego cada parte de la cinta hasta tensarla bien para situar el punto C. Una sola persona puede hacer este marcado atando las lazadas de cuero de los extremos de la cinta a estacas clavadas antes en los puntos A y B, y cuidando que coincidan en ellos las marcas 30 y 0, respectivamente.

Si empleamos una cinta de tela de 15 ó de 20 mts seguiremos el procedimiento que se indica en la Fig. 72-b La marca cero se sostiene en A. Podemos usar cualquier otra distancia siempre y cuando estén en la proporción de 3, 4, y 5.



TRAZO DE UNA PERPENDICULAR EN "A" CON UNA CINTA DE 30m ó 20m.

FIG. 72

2.2.1.1 MEDICION DE UN ANGULO CON CINTA POR EL METODO DE LA CUERDA

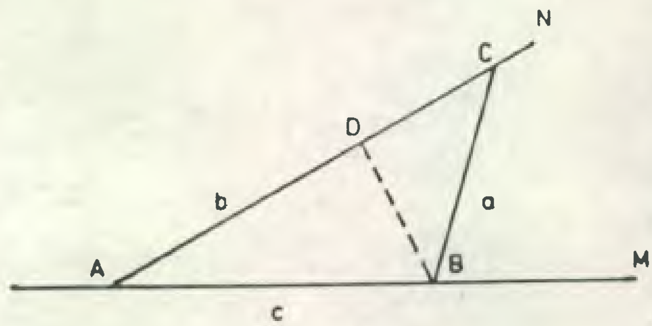
Si se conocen los tres lados de un triángulo podrán calcularse sus ángulos. Para calcular el ángulo A de la Fig. 73, se miden dos longitudes definidas - cualesquiera sobre AM y AN, como por ejemplo AB y AC, y también la distancia BC, entonces:

$$\operatorname{sen} \frac{1}{2} A = \sqrt{\frac{(s-b)\ (s-c)}{bc}}$$

En donde a, b, y c, son los lados del triángulo ABC y s= 1/2 (a + b + c), para b = 3 mts, c=2.50 mts y a = 1.25 mts, el ángulo A es igual a 24° 09'. Para el mismo ángulo las distancias podrían ser también 9.00, 7.50 y 3.75 mts respectivamente.

También podemos formar un triángulo isósceles haciendo AB igual a AC, lo que nos daría.

$$\text{sen } \frac{1}{2} \quad A = \frac{a}{2c}$$



MEDICION DE UN ANGULO CON CINTA.

FIG. 73

Seleccionando un valor de 5 mts para AB y AC se simplifican los cálculos. Así cuando AB = AC = 5 mts BC nos mide 2.09 mts dando un valor angular para A igual a 24° 08'.

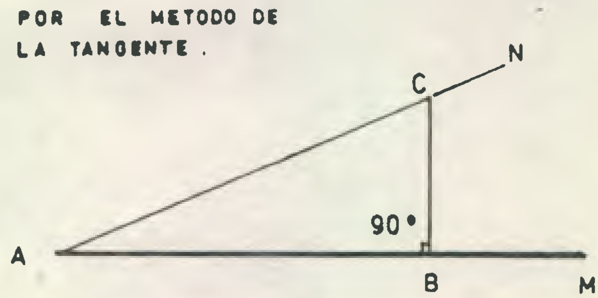
2.2.1.2 MEDICION DE UN ANGULO CON CINTA POR EL METODO DE LA TANGENTE.

Si se mide AD y una perpendicular BD ver Fig. 73, tenemos que tan A = BD/AD. Haciendo AD igual a 5 ó a 10 mts. Calculamos fácilmente la tangente. Si AD = 10 mts, BD nos medirá 4.480 mts, entonces tan A = 0.4480 y el ángulo A será de 24° 08'.

2.2.1.3 TRAZO DE ANGULOS CON CINTA.

Se puede marcar un ángulo invirtiendo el procedimiento de la tangente que se acaba de describir. Sobre el lado inicial del ángulo se mide una distancia unidad de 5, 10, ó 20 mts. AB en la Fig.

73-A es de 10 mts se levanta una perpendicular BC y su longitud la hacemos igual a 10 veces la tangente natural del ángulo deseado A (tan A = 0.4480 x 10 = 4.480 mts). Se unen luego los puntos A y C para dar el ángulo requerido en A. Este método es muy preciso, lo usan los dibujantes y los topógrafos en el campo.



F I G . 73-A

2.2.2 MEDIDA DE ANGULOS CON BRUJULA.

Las partes esenciales de una brújula son: 1)un limbo graduado de 0° a 90° en ambos sentidos desde el N y desde el S, con los puntos E y W invertidos, como se ve en la Fig.74. 2) Una línea de mira en la dirección de los puntos SN del limbo y 3) una aguja IMANADA.

Cuando queremos medir un ángulo con ella, apuntamos la línea de mira en la dirección que determina el punto a medir, la aguja (parada después de haber oscilado sobre su pivote) nos indica entonces el rumbo magnético. En la figura, el rumbo de AB es N 60° E. Si el punto a medir (B en este caso) está más cerca del N del círculo graduado en la brújula que el S, entonces, hacemos la lectura con el N de la aguja;

y viceversa si está más cerca del S.

CARACTERISTICAS DE LA BRUJULA UTILIZADA EN TOPOGRAFIA.

FIG. 74

Como dijimos anteriormente, la aguja está imanada, lo que provoca que ésta apunte el NORTE MAGNETICO.

Los polos norte y sur están situados aproximadamente a 1600 km y 2496 km respectivamente de los polos geográficos verdaderos. Las líneas de fuerza magnética de la tierra que alinean la aguja, tiran de uno de los extremos de ésta y lo hacen quedar hacia abajo de la posición horizontal. El ángulo de esta INCLINACION MAGNETICA varía de 0° en el ecuador a 90° en los polos magnéticos.

En el hemisferio norte, para compensar el efecto de la inclinación y mantener horizontal la aguja, se colocan en su extremo sur, a manera de contrapeso, unas vueltas de alambre muy delgado, pudiendo ajustarse la posición de este contrapeso para adaptarla a la latitud a la que se use la brújula.

La DECLINACION MAGNETICA es el ángulo horizontal comprendido entre el meridiano magnético y el meridiano geográfico verdadero.

Una declinación E (este) se tiene cuando el meridiano magnético está al oriente del norte verdadero, y una declinación W (oeste) si está al poniente del norte verdadero. El valor de la declinación en cualquier sitio en particular puede obtenerse (si no hay atracción local) estableciendo un meridiano verdadero por medio de observaciones astronómicas y leyendo luego la brújula mientras se visa a lo largo del meridiano verdadero.

A una línea que une puntos de la superficie terrestre que tienen la misma declinación se le llama línea ISOGONICA O ISOGONA. A la línea que une los puntos de declinación cero se le llama línea AGONICA ó AGONA; sobre ésta, una brújula señala el norte verdadero a la vez que el norte magnético.

Es muy importante conocer que el campo magnético es afectado por objetos metálicos y por la corriente eléctrica directa o continua; ambas causar dan origen a atracciones locales. Si la fuente de una perturbación artificial es fija, todos los rumbos tomados desde una estación dada estarán en error por la misma cantidad. Sin embargo, los ángulos calculados a partir de los rumbos tomados en la estación serán correctos.

Hay una atracción local cuando los rumbos directo e inverso de una línea difieren en una cantidad mayor que los errores normales de observación.

Ejemplo: Consideremos los siguientes rumbos leidos para una serie de líneas:

AB .... N 24° 15' W
BA .... S 24° 10' E
BC .... N 76° 40' W
CB .... S 76° 40' E
CD .... N 60° 00' E

DC .... S 61° 15' W
DE .... N 88° 35' E
ED .... S 87° 25' E

Los rumbos AB directo y BA inverso concuerdan razonablemente, lo cual indica que no existe atracción local en A ó en B. Lo mismo podemos decir del punto C. Sin embargo, los rumbos tomados en D difieren de los correspondientes tomados en C y en E, aproximadamente en 1° 15' por lo tanto, existe una atracción local en el punto D que desvía la aguja de la brújula 1° 15' hacia el oeste.

Es evidente que para detectar atracciones locales tienen que ocuparse todas las estaciones sucesivas de un levantamiento con brújula, y tomarse en ellas los rumbos directos e inverso, aunque puedan determinarse las direcciones de todas las líneas situando el instrumento solamente en estaciones alternas. Ver. Fig. 75.

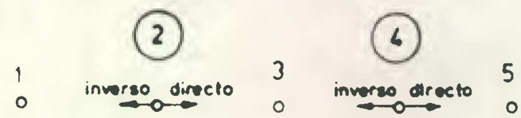


FIG. 75

Ejemplos de problemas típicos: Los problemas típicos de la lectura de ángulos hechos con brújula, requieren de la conversión de rumbos verdaderos a rumbos magnéticos, de estos a los primeros y de rumbos magnéticos a rumbos magnéticos, considerando declinaciones existentes en diferentes fechas.

Supongase que se midió en 1862 el rumbo magnético de una línea de propiedad, y que fue S 43° 30' E. La declinación magnética en el lugar del levantamiento era de 3° 15' W. Se necesita calcular el rumbo verdadero para anotarlo en el plano de subdivisión de la propiedad.

Un esquema similar al de la Fig.76 aclara la relación y debe volverse costumbre el hacerlo por parte de los principiantes, con el fin de evitar errores. El norte verdadero se indica con una flecha larga y el norte magnético con una flecha corta. Se ve que el rumbo verdadero es S 46° 45' E.

FIG. 76

Otro ejemplo sería suponer que el rumbo magnético de una línea AB que se tomó en 1878 fué N 26° 15' E; la declinación en ese tiempo y lugar era de 7° 15' W, y en 1983 la declinación era 4° 30' E. Se necesita hallar el rumbo magnético en 1983. Los ángulos de declinación se ilustran en la Fig. 77. El rumbo magnético de la línea AB en 1983 es igual al rumbo medido en la fecha anterior menos la suma de los ángulos de declinación, o sea, N 14° 30. E. Los instrumentos que tienen las anteriores características pueden agruparse en tres clases.

1. BRUJULAS DE BOLSILLO: Usualmente se sostienen con la ma

no para hacer las observaciones; se emplean en reconocimientos y en otros trabajos expeditos.

2. BRUJULA DE AGRIMENSOR: Va montada sobre un trípode y, en algunos modelos, en un bastón de 1.50 mts de altura. Hubo un tiempo en que esta brújula se empleó en toda clase de levantamientos topográficos; en la actualidad quedó como para uso de trabajos forestales, proyectos y planos de poca precisión.

3. DECLINATORIA: Es una brújula análoga a la del agrimensor, pero de mucho menor tamaño, montado en la plataforma de los teodolitos.

En sí, la brújula la empleamos para levantamientos secundarios, reconocimientos preliminares, para tomar radiaciones en trabajos de configuraciones, para polígonos apoyados en otros levantamientos más precisos etc. No debemos emplearla como dijimos anteriormente en zonas donde estén sujetas a atracciones locales (poblaciones, líneas de transmisión eléctrica, etc), tómese nota también que en la lectura de los ángulos se lee con aproximación de 1/2° ó de 1/4 de grado a lo sumo, estimado a ojo.

2.2.3 MEDIDA DE ANGULOS CON TEODOLITO.

El teodolito es tal vez el más universal de los instrumentos topográficos. Aunque se utiliza primordialmente como goniómetro para la medición ó el establecimiento preciso de ángulos horizontales y verticales, también se emplea comúnmente para muchos otros trabajos, como por ejemplo; para determinar distancias horizontales y verticales por estadía (como vimos en la parte de medición de distancias), para prolongar y orientar líneas y, para nivelación diferencial de bajo orden. Aunque los teodolitos difieren mucho entre sí en detalles de construcción, sus partes esenciales son análogas en todos.

Los componentes principales de un teodolito son un anteojo telescópico, dos círculos graduales con montaje en planos mutuamente perpendiculares y dos niveles de burbuja. Antes de comenzar a medir ángulos, se coloca el círculo HORIZONTAL del aparato en un plano horizontal por medio de los niveles de burbuja, lo cual sitúa automáticamente el otro círculo en un plano vertical. De este modo pueden medirse luego ángulos horizontales y verticales directamente en sus respectivos planos de referencia.

No hay un acuerdo de aceptación universal entre los topógrafos acerca de la diferencia exacta que distingue a los aparatos denominados comúnmente TRANSITO y TEODOLITO. En Europa se aplica el término teodolito originalmente, a este tipo de instrumento medidor de ángulos. La variedad llamada TEODOLITO DE TRANSITO, significaba que el anteojo podía ser invertido por un giro vertical de 180°. Los europeos, finalmente prescindieron del adjetivo y retuvieron el nombre genérico de teodolito, mientras que los Norteamericanos acortaron el término a tránsito.

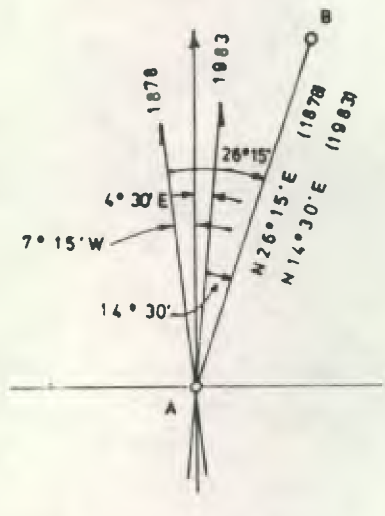


FIG. 77

Al correr de los años y al originarse diferentes nombres para instrumentos goniométricos, tanto norteamericanos como europeos, nacieron también características básicas de diseño divergentes en lo general, que son ahora los criterios usuales para establecer la diferencia entre un teodolito común y uno de precisión. Los tránsitos tienen círculos metálicos que se leen directamente por medio de vernieres;los teodolitos de precisión emplean círculos de vidrio.

En general, los teodolitos de precisión permiten lograr mayor exactitud en la medida de ángulos que los tránsitos, y a causa de estas y otras ventajas, los están reemplazando gradualmente. A pesar de la diferencia entre ambos,funcionan según los mismos principios básicos.

NOTA: Tanto el teodolito como de otros aparatos e instrumentos descritos en el presente trabajo de tesis, así como sus componentes internos y externos, los diferentes tipos existentes, comparación entre los distintos modelos, usos, ventajas y desventajas y demás características referente a cada uno; se deberá de consultar la tesis llamada ANALISIS DE LOS INSTRUMENTOS DE MEDICION UTILIZADOS EN TOPOGRAFIA, del Ingeniero Esmeralda de León Barrios, trabajo que también es complemento del programa de topografía. Por tal motivo, al referirme a los instrumentos en este trabajo, lo hago analizándolos en forma generalizada.

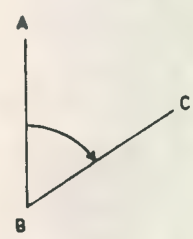
2.2.3.1 MEDICION DE UN ANGULO HORIZONTAL:

Los ángulos horizontales se miden con un tránsito accionando el tornillo superior de fijación,el tornillo inferior de fijación y los tornillos tangenciales respectivos. El tornillo fijador del anteojo y su tornillo tangencial se utilizan para llevar el objeto visado al centro del campo visual.

Los principiantes encontrarán útil recordar las siguientes reglas referentes al empleo de los tornillos superior e inferior de fijación.

1. El tornillo fijador inferior se usa únicamente para visar hacia el punto inicial (en el ángulo)
2. El tornillo fijador superior se emplea para ajustar los platos a cero, o a cualquier ángulo deseado, y para visar hacia el punto terminal.

Expresado en forma diferente, el tornillo inferior de fijación y su tornillo tangencial se usan para llevar la línea visual a coincidir con una línea de referencia a partir de la cual se va a medir un ángulo. El tornillo superior de fijación y su tornillo tangencial se emplean para ajustar a 0° 00' los platos antes de visar a lo largo de la línea de referencia, y para obtener un movimiento diferencial entre la alidada y el limbo al visar según la línea terminal de un ángulo. Se bosqueja a continuación el procedimiento paso a paso para medir un ángulo directo (interior) ABC, Fig. 78, a fin de ilustrar el funcionamiento de los movimientos particular (superior) y general (inferior) :



MEDICION DE UN ANGULO

FIG. 78

1. Coloque el instrumento sobre el punto B y nivélelo. Suelte ambos movimientos. Estime a ojo el tamaño del ángulo a medir como una verificación del valor que va a obtener.
2. Ajuste los platos para leer aproximadamente cero sosteniendo el plato superior mientras hace girar el inferior por presión tangencial aplicada a su parte de abajo. Apriete el tornillo superior de fijación (firme pero no forzado, como "con llave de tuercas"). Los platos superior e inferior están ahora fijos uno respecto al otro.
3. Lleve el cero del vernier hasta quedar exactamente opuesto al cero del limbo, por medio del tornillo tangencial superior. Siempre utilice un giro positivo (en el sentido del reloj) para el ajuste final de cualquier tornillo tangencial. Si queda el cero más allá del punto, regréselo y termine siempre con un giro positivo. Esto impide que haya resorteo (liberación de la tensión del resorte, que puede cambiar la posición del plato).
4. Vise el punto A. Ajuste el hilo vertical de la retícula sobre (o casi sobre) la línea de centros de la baliza o de otro objeto que marque al punto A, girando el instrumento con ambas manos por el borde del plato o por los soportes del anteojo (pero no tomándolo del anteojo).
5. Apriete el tornillo inferior de fijación. El plato inferior está ahora fijo al receptáculo cónico de la base.
6. Ajuste el hilo de la retícula exactamente sobre la marca por medio del tornillo tangencial inferior, terminando con un giro positivo. Ambos

movimientos están ahora fijos entre sí y en relación al receptáculo, los platos están ajustados a la lectura cero y el anteojo está apuntando hacia A. Por tanto, el tránsito está orientado, en vista de que la visual está en una dirección conocida y con el valor apropiado (0°00') en el limbo. Lea el rumbo indicado por la brújula para la línea BA.

7. Afloje el tornillo superior de fijación y gire el plato hasta que el hilo vertical esté sobre (o casi sobre) el punto C. El plato inferior - que tiene el círculo graduado está todavía fijo al receptáculo, y la graduación cero continúa apuntando hacia A. Apriete el tornillo superior de sujeción.
8. Ajuste el hilo vertical exactamente sobre la marca C por medio del tornillo tangencial superior.
9. Lea el ángulo en limbo, usando el lado de vernier que está adelante de la marca cero (en el mismo sentido de rotación -el del reloj- en que se giró el ángulo). Lea el rumbo de la línea BC. Verifique el ángulo comparando el valor medido con el ángulo calculado a partir de los rumbos.

Como el centrado del instrumento, el despeje de la línea, los objetos por visar, etc., están ya listos, se requiere poco tiempo adicional para obtener una verificación y resultados más confiables - haciendo una repetición de la medida, aún cuando una sola lectura puede dar suficiente exactitud.

2.2.3.2 MEDIDA DE ANGULOS POR REPETICION

Si se va a medir un ángulo por repetición (va a gi rarse dos o más veces), se sigue el método que se acaba de describir para la primera lectura. Luego, dejando en los platos la lectura obtenida para el primer ángulo, se visa el punto A, como antes,usando sólo el tornillo fijador y el tornillo tangencial inferiores para retener el ajuste del ángulo. El tránsito queda orientado en la posición de partida, pero el valor del ángulo medido primeramente es el que está en el limbo, en vez de 0°00'.

Se afloja el tornillo superior de fijación,se visa nuevamente el punto C, se aprieta este tornillo fijador y se lleva el hilo de la retícula a coincidir exactamente sobre la marca con el tornillo tangencial superior. Ahora se tiene en el limbo la suma de las primeras giradas del ángulo. Este procedimiento puede continuar por el número de repeticiones que se desee. Se debe nivelar el tránsito en caso necesario después de girar el ángulo, pero no deben usarse los tornillos niveladores entre la visada al primer punto y la del segundo,como se requiere en la nivelación diferencial. Si se toma un número par de repeticiones, deben realizarse la mitad con el anteojo en posición normal y la otra con el anteojo en posición invertida, para eliminar, por inversión, los efectos de algunos posibles desajustes del instrumento.

El ángulo total acumulado en el círculo horizontal dividido entre el número de repeticiones, da un valor medio. El ángulo total puede ser mayor de 360°, lo cual convierte en requisito el sumar un múltiplo de 360° a la lectura antes de dividir. Siempre es deseable, por tanto, registrar el ángulo (sencillo) aproximado después de la primera visual al punto final del ángulo.

Podría suponerse que girando un ángulo 10, 50 ó 100 veces se llegaría en forma creciente a una mejor respuesta, pero ello no es cierto. La experiencia demuestra que con un tránsito de 1' que tenga las propiedades usuales un observador promedio puede apuntar el instrumento (alinear el hilo vertical) dentro de unos 2" a 5".

Un vernier de 1' puede leerse dentro de un margen de 30". A un ángulo que tuviera un valor indicado de, por ejemplo, 42°11'29" se le expresaría teóricamente como de 42°11' por un observador experimentado que usara lente de aumento. Si el ángulo registrado en los platos fuera de 42°11'31", se obtendría presumiblemente una lectura al minuto más próximo de 42°12'. En cualquiera de los dos casos el valor registrado o anotado estaría dentro de 30" de diferencia respecto al ángulo correcto.

Si el tránsito está ajustado, nivelado, exactamente centrado y es manipulado por un observador experto en condiciones adecuadas, existen sólo dos fuentes de error en la medida de un ángulo: la puntería del anteojo y la lectura del círculo. Para un error promedio de apuntado de 5", y una discrepancia máxima de 30" en el ajuste a ceros y de 30" en la lectura de una escala de vernier de 1', el número de repeticiones que se necesitan para lograr el equilibrio entre las lecturas y las punterías es aproximadamente 7. Como debe medirse un número par para tener igual número de repeticiones con el anteojo en posición normal y en posición invertida, se efectúan generalmente 6 u 8 mediciones.

A partir de la ecuación $E_{suma} = \sqrt{E_a^2 + E_b^2 + E_c^2 + \ldots\ldots}$ puede desarrollarse una fórmula general para calcular el error aleatorio máximo:

$$E = \frac{1}{N}\sqrt{E_0^2 + 2NE_p^2 + E_R^2}$$

en la cual E_0 es el error en que se incurre al ajustar a cero, N es el número de repeticiones del ángulo, E_p el error de puntería y E_R el error que se tiene en la lectura, el cual es igual a la mitad de la aproximación micrométrica del vernier o del sistema de lectura.

Despreciando los errores pequeños en la graduación de los platos, usando un tránsito de 1', puede calcularse el error aleatorio máximo en la medida de un ángulo por repetición, con dos visadas directas y dos invertidas (2D, 2I), notando que hay solamente dos lecturas -la inicial y la final- pero ocho punterías o visadas. Entonces, por la ecuación

$$E = \frac{1}{N}\sqrt{E_0^2 + 2NE_p^2 + E_R^2}$$

para cero y error de lectura de 30", y errores de visado de 3", el error aleatorio máximo es

$$1/4\sqrt{(30)^2 + 8(3)^2 + (30)^2} = 1/4(43.3) = 10.8"$$

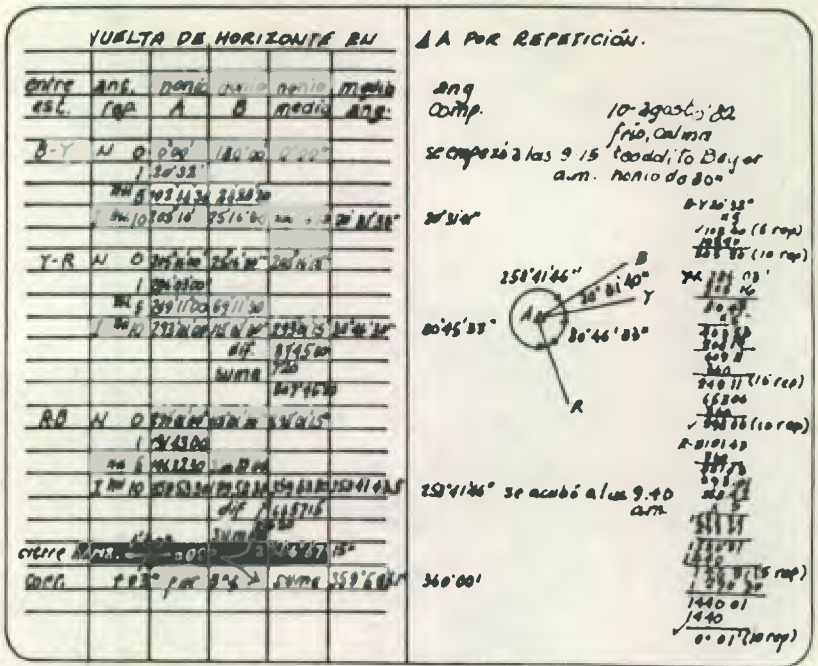
Si se hace la medida cuatro veces independientemen te y se promedian los resultados, el error aleatorio máximo, sería:

$$\frac{1}{\sqrt{4}}\sqrt{(30)^2 + 2(3)^2 + (30)^2} = 21.3''$$

lo cual demuestra la ventaja del método de repetición.

Los ángulos directos, medidos una sola vez o por repetición, se usan comúnmente en levantamientos de linderos, en el trabajo hidrográfico y en los levantamientos de construcción para edificios.

En la figura 79 se ve un modelo de formulario para el registro de observaciones con repetición. Para cada ángulo se hacen cinco (repeticiones) con el anteojo en su posición normal y otras cinco con el anteojo invertido, girando siempre el instrumento en sentido positivo. Unicamente al empezar la observación se pone el nonio a cero; el error de cierre se obtiene así directamente, como comprobación del cálculo, y se evitan además los errores de posición del nonio. Los cálculos hechos en la parte de la derecha sirven como comprobación del número de repeticiones y ponen de manifiesto cualquier falta cometida al hacer girar el tornillo de coincidencia indebido. Los valores de las distintas repeticiones se anotan solo a efectos de comprobación, lo mismo que las lecturas del nonio B, excepto en cuanto se refiere al número de segundos. Los valores definitivos de los ángulos (aproximados al segundo) se anotan en el croquis como referencia para cálculos posteriores.



FORMULARIO PARA LA MEDICION DE ANGULOS POR REPETICION.

FIG. 79

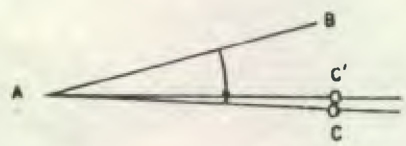
2.2.3.3 REPLANTEO DE UN ANGULO HORIZONTAL:

Si a partir de una alineación OA se quiere replantear o tomar un cierto ángulo AOB, se pone el teodolito en estación en O, con uno de los nonios en 0°, y se enfila el punto A. Se afloja al tornillo superior de fijación y se hace girar el círculo de los nonios hasta que el índice del nonio marque aproximadamente el ángulo pedido. Se aprieta entonces el tornillo superior de fijación y, por medio del de coincidencia, se lleva el índice a la lectura exacta de dicho ángulo; el punto B queda así situado en la dirección del anteojo.

2.2.3.4 REPLANTEO DE UN ANGULO POR REPETICION:

Para trazar o marcar un ángulo BAC igual a 25° 30' con un instrumento situado en el punto A (Fig. 80) se ajusta a cero los platos y se visa el punto B utilizando el movimiento general o inferior. Se afloja el tornillo superior de fijación, se gira el anteojo hasta que se lea en el círculo 25°30', y se aprieta de nuevo dicho tornillo superior de fijación. La línea visual establece AC al ángulo correcto respecto a AB.

Para trazar por repetición un ángulo BAC igual a 25°30'40" con un instrumento de 1', se marca un ángulo BAC' de 25°30' como se describió antes, y se sitúa el punto C'. Luego se mide por repetición el ángulo BAC' tantas veces como lo requiera la precisión deseada. La diferencia entre el ángulo BAC' y 25°30'40" puede marcarse midiendo la distancia AC' y localizando C por la relación siguiente: distancia C'C = AC' tan C'AC. Luego puede medirse el ángulo BAC por repetición para comprobar.



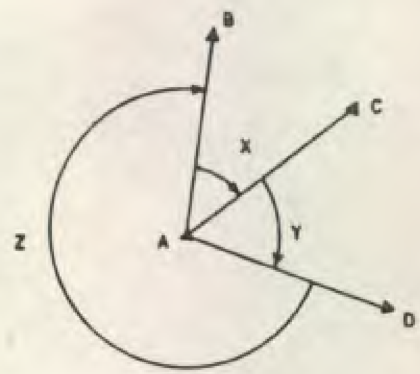
TRAZO DE UN ANGULO POR REPETICION

FIG 80

En la Fig. 80, si se encuentra que el ángulo BAC' medido por repetición es igual a 25°30'20", entonces C'AC = 20". Si la distancia AC' es igual a 150 m, entonces C'C = 150 tan 20" = 150(0.00029/3) = 0.0145 m.

2.2.3.5 CIERRE AL HORIZONTE

Cerrar al horizonte es el proceso de medir todos - los ángulos (en una vuelta completa) alrededor de un mismo punto para obtener una verificación con su suma, la cual debe ser igual a 360°00'. Por ejemplo, si en la figura 81 sólo se necesitan los ángulos "x" y "y", es deseable medir también el ángulo "z" para cerrar al horizonte en A. El método proporciona una manera fácil para que el principiante compruebe sus lecturas y las visadas. La figura - 82 muestra la página izquierda de las notas que se tomaron al hacer la medida de los ángulos de la figura 81. Las lecturas del limbo se han cambiado ligeramente para cada visa de punto inicial a fin de proporcionar práctica en la lectura del instrumento, y para fines de verificación



CIERRE AL HORIZONTE

FIG. 81

CIERRE AL HORIZONTE

⊼ en ΔA

Todos los ángulos se leen en el sentido del Reloj

Objeto	Vern. A	Vern. B	Media	ángulo no ajust.	ángulo ajust.
	Lectura ΔB a ΔC				
ΔB	0° 00'00"	180°00'00"	0° 00'00"		
3 rep N	126°36'20"	306°36'20"	(Lect. comprob. preliminar)		
3 rep I	253°13'00"	73°13'00"	253°13'00"	42°12'40"	42°12'00"
	Lectura ΔC a ΔD				
3 rep N	(lectura no necesaria.)				
3 rep I	(613°) 254°53'40"	74°54'[illegible]"	253°53'30"	59°56'48"	59°56'47"
	Lectura ΔD a ΔB				
3 rep N	(Lectura no necesaria)				
3 rep I	(2160°) 0°00'20"	180°00'20"	0°00'20"	257°51'05"	257°51'04"
				360°00'05"	360°00'00"

Cierre de Vernier 0° 00' 20"

Cierre al Horizonte 0° 00' 05"

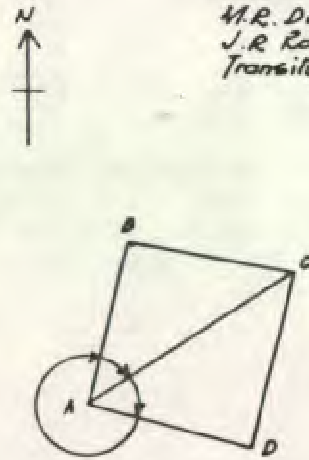
Ajuste en estación 0° 00' 01"

N = pos. Normal

I = pos. Invertida.

ΔA

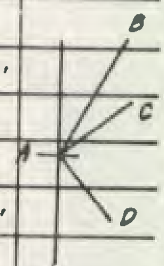
Campo Deportivo
27 Feb. de 1984
Soleado, 24°C
M.R. Duque
J.R Rodríguez ⊼
Transito K & E #17



M.R. Duque

FIG. 83

CIERRE AL HORIZONTE					
PUNTO VISADO	Lectura	Angulo	Rumbo Magn.	Angulo Calculado por fórmulas	
	⊼ en el		punto A		
B	3°26'		N22°16'E		
C	45°38'	42°12'		42°16'	
C	47°08' ~~72°08'~~		N64°30'E		
D	107°04'	59°56'		60°00'	
D	110°35'		S65°30'E		
B	8°29'	257°54'		275°15'	
		360°02'			
	CIERRE	0°02'			



REGISTRO PARA UN CIERRE AL HORIZONTE (Vuelta completa)

FIG. 82

A la diferencia entre 360° y la suma de los ángulos x, y y z se le llama cierre al horizonte. Los valores admisibles de este cierre determinan si debe o no repetirse el trabajo.

La figura 83 muestra un ejemplo de grupo de notas que ilustran la medida de ángulos por repetición para cerrar al horizonte. En este caso particular se ajusta el vernier A hasta que indique cero sólo al comenzar el trabajo, y de ahí en adelante la lectura final para cada ángulo -por ejemplo, 253° 13' 00"- se convierte en la lectura inicial para el siguiente. En este riguroso procedimiento se obtienen ambas cosas, un cierre de vernier (diferencia entre las lecturas inicial y final del vernier) y un cierre al horizonte.

2.2.3.6 EQUIVOCACIONES MAS CORRIENTES:

En la medición de ángulos horizontales, las faltas o errores más comunes son:

1. Confundir los tornillos de coincidencia, actuando sobre el que no debe girarse.
2. No apretar un tornillo de fijación.
3. Confundir los números del círculo horizontal, leyendo el limbo de fuera cuando el ángulo está dado por el de dentro.
4. Leer los ángulos en sentido contrario al debido
5. Anotar 30' ó 20' de menos, al leer por error el círculo antes que el nonio; p. ej., en un círculo graduado de 30' en 30' se puede anotar 21° 14', cuando en realidad sería 21°44', habiendo sido 14' la lectura del nonio.
6. Leer el nonio en sentido contrario al debido.
7. Hacer la lectura con el nonio opuesto al que debiera emplearse.

A continuación damos una serie de consejos muy útiles referentes a la medición de ángulos horizontales con teodolito:

1. El teodolito debe centrarse con ciudado, a mano de modo que los tornillos de coincidencia no tengan que dar más de una o dos vueltas.
2. El último movimiento que se dé al tornillo de coincidencia debe ser en sentido positivo (hacia dentro) para que quede apretado el muelle.
3. Al leer el nonio colóquese el ojo directamente por encima de las divisiones coincidentes para evitar el error de paralaje. También conviene

tomar la precaución de comprobar que las divisiones del nonio a uno y otro lado de las coincidentes distan la misma cantidad de sus inmediatas en la graduación del círculo.

4. Para comprobar la lectura hecha con uno de los nonios se lee también con el opuesto, o bien se hacen lecturas con los dos extremos del nonio; estas lecturas deben diferir de la primera en un valor constante para cada nonio.
5. Los niveles de plataforma deben calarse antes de medir un ángulo, pero no deben tocarse los tornillos nivelantes entre la primera y la segunda enfilación. Cuando se mide un ángulo por repetición hay que nivelar la plataforma después de la segunda lectura antes de volver a mirar el primer punto observado.
6. El portamira debe colocarse por detrás del jalón con banderola, sujetando este con las manos y haciéndolo oscilar lentamente sobre el clavo ó la señal que marque el punto en el terreno.
7. Si no se ve bien el pie del jalón hay que comprobar la verticalidad del mismo. Cuando a causa de la distancia no se vea bien el jalón, se coloca una plomada por delante de un cartón ó papel blanco. Para distancias cortas se coloca un lápiz o una regla sobre el clavo de la estaca. Si hay poca luz, se puede alumbrar el jalón con luz artificial.
8. Cuando desde una misma estación hay que observar muchos ángulos horizontales se debe mirar hacia un objeto bien definido, que se toma como referencia, y se mide el ángulo correspondiente. Mirando de cuando en cuando a dicho objeto se

puede descubrir cualquier movimiento accidental del círculo acimutal.

9. Siempre que se repita la medición de un ángulo, si el teodolito está bien corregido, las dos lecturas no deben diferir entre sí más de la apreciación del nonio. Una diferencia mayor, confirmada al repetir la medición, significa que el instrumento está descorregido.

2.2.3.7 MEDICION DE UN ANGULO VERTICAL:

Un ángulo vertical es la diferencia de dirección entre dos líneas que se cortan, situadas en un plano vertical. Como se lo usa comúnmente en topografía, es el ángulo hacia arriba o hacia abajo del plano horizontal que pasa por el punto de observación. A los ángulos que se miden hacia arriba del plano horizontal se los llama alturas (angulares, o ángulos de elevación, y son positivos y a los medidos hacia abajo se les llama ángulos de depresión y son negativos. Los ángulos verticales se consideran en la nivelación trigonométrica y en mediciones con estadia, y son parte importante de los procedimientos de campo.

Para medir un ángulo vertical con un tránsito o teodolito se sitúa el instrumento sobre un punto y se centra y nivela cuidadosamente. La burbuja del nivel del anteojo debe permanecer centrada cuando se fija el anteojo en posición horizontal y se gira 360° en torno a su eje acimutal. Si el vernier del arco vertical no indica 0°00' cuando se centra la burbuja, hay un error de índice que debe sumarse a, o restarse de, todas las lecturas. La confusión -

de signos se elimina agregando en las notas de campo una anotación como "el error de índice es de menos 2 minutos y debe restarse de los ángulos de depresión y sumarse a los ángulos de elevación.

El hilo horizontal de la retícula se ajusta aproximadamente sobre el punto al que se va a medir el ángulo vertical, y se fija el anteojo. La elevación o la depresión exactas se obtienen usando el tornillo tangencial del eje de alturas. Se lee el círculo vertical y se corrige por cualquier error de índice para obtener el ángulo real sobre o bajo el horizonte. El observador registra o dicta el ángulo leído no corregido, y cualquier ajuste que se requiera se hará posteriormente.

Para eliminar el error de índice resultante del desplazamiento del vernier respecto del arco vertical y de la falta de paralelismo entre la línea visual y el nivel del anteojo, debe tomarse el promedio de dos lecturas. Una se toma con el anteojo en posición normal y otra con el anteojo invertido. Este método requiere un tránsito equipado con un círculo vertical completo.

La medida de ángulos verticales con teodolito de precisión sigue el mismo procedimiento general que se acaba de describir, excepto que el círculo vertical se orienta por un compensador automático ó por un nivel de burbuja de índice. Si se emplea este último, resultan errores serios si no se centra la burbuja del nivel antes de leer los ángulos. Al igual que con el tránsito, los errores instrumentales se compensan promediando un número igual de observadores en posición directa y en inversa.

Debe advertirse que tanto un tránsito como un teodolito de precisión puede usarse como niveles. La línea de colimación se nivela: 1) centrando la burbuja del nivel del anteojo en el caso de un tránsito (aunque no sea tan sensible como el nivel de un aparato de tipo "dumpy") o bien, 2) ajustando el ángulo vertical que indique exactamente 90° en un teodolito de precisión. [La mayoría de estos teodolitos indican cero en el círculo vertical al visar al cenit (o zenit) y 90° (o 270° en el modo invertido) cuando se visa horizontalmente.] Si se emplea un nivel de índice para orientar el círculo debe centrarse la burbuja antes de hacer el ajuste a 90°.

2.2.3.8 DOBLE VISUAL:

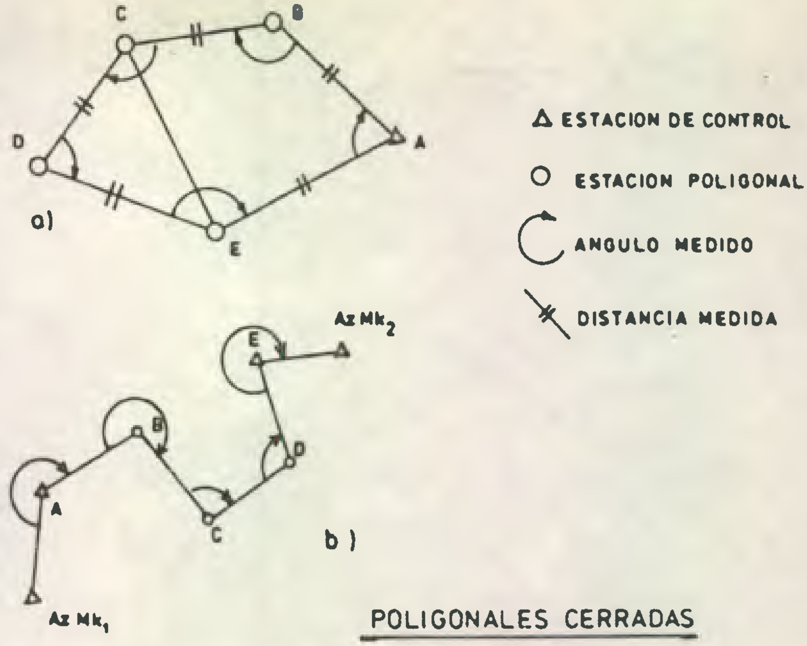
En los teodolitos con círculo vertical completo se pueden dirigir las visuales con el anteojo en su posición normal o invertido; el método de la doble - visual consiste en hacer una lectura en cada una de estas posiciones, tomando después la media de los valores así obtenidos. De este modo se eliminan algunos errores instrumentales, reduciéndose el error personal de observación.

Este método de la doble visual se sigue en las observaciones astronómicas y en mediciones análogas de ángulos verticales para puntos muy distantes. En las poligonales se obtiene un resultado parecido - midiendo el ángulo vertical de cada lado desde sus dos extremos, con el anteojo en la misma posición y tomando la media de los dos valores así obtenidos.

2.3 MEDIDA DE POLIGONOS:

Una poligonal es una serie de líneas consecutivas cuyas longitudes y direcciones se han determinado a partir de mediciones en el campo. El trazo de una poligonal, que es la operación de establecer las estaciones de la misma y hacer las mediciones necesarias, es uno de los procedimientos fundamentales y más utilizados en la práctica para determinar las posiciones relativas de puntos en el terreno.

Hay dos tipos básicos de poligonales: la cerrada y la abierta. En una poligonal cerrada: 1) las líneas regresan al punto de partida formando así un polígono (geométrica y analíticamente) cerrado, como se ilustra en la figura 84-a, o bien, 2) terminan en otra estación que tiene una exactitud de posición igual o mayor que la del punto de partida. Las poligonales de la segunda clase (geométricamente abiertas, pero analíticamente cerradas), que se ilustran en la figura 84-b, deben tener una dirección de referencia para el cierre, como por ejemplo, la línea E-Az Mk2. Las poligonales cerradas proporcionan comprobaciones de los ángulos y de las distancias medidos, consideración en extremo importante. Se emplean extensamente en levantamientos de control para construcción, de propiedades y de configuración.

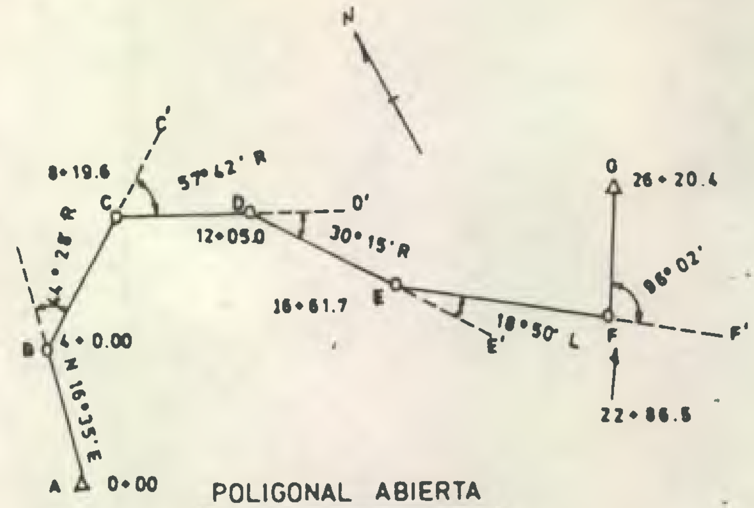


POLIGONALES CERRADAS

FIG 84

Una poligonal abierta (geométrica y analíticamente), figura 85, consiste en una serie de líneas unidas, pero que no regresan al punto de partida, ni cierran en un punto con igual o mayor orden de exactitud. Las poligonales abiertas se usan en los levantamientos para vías terrestres, pero, en general, deben evitarse porque no ofrecen medio alguno de verificación por errores y equivocaciones. En las poligonales abiertas deben repetirse las medidas para prevenir las equivocaciones.

En cada estación de la poligonal A, B, C, etc.- en las figuras 84 y 85, se planta una estaca de madera con tachuela o clavo para marcar el punto, quedando las estaciones en donde ocurren cambios de dirección. A las estaciones se las llama a veces vértices o puntos de ángulo, por medirse generalmente en cada una de ellas un ángulo o cambio de dirección.



POLIGONAL ABIERTA

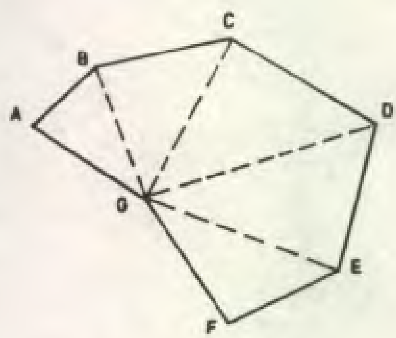
FIG. 85

2.3.1 MEDIDA DE POLIGONOS CON CINTA:

Un terreno puede ser levantado por completo por medio de cinta solamente. En efecto, éste era el único método disponible antes de que se fabricaran los instrumentos goniométricos o para medir ángulos. En la actualidad el equipo moderno hace que el método sea útil nuevamente.

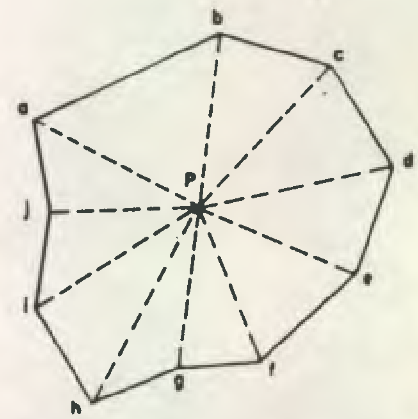
El procedimiento consiste en dividir una superficie en una serie de triángulos y medir los lados de cada uno. En el caso de áreas pequeñas se selecciona como vértice principal (ápice) uno de los vértices en el terreno y se mide el perímetro y las distancias a todos los demás vértices. En la figura 86, si se escoge el vértice G como principal o de referencia, las distancias Ga, AB, BC, CD, DE, EF y FG, siguiendo el perímetro, y las diagonales GB, GC, GD y GE, determinarán todos los vértices del levantamiento.

Cuando se trata de terrenos mayores es mejor establecer un punto central, como P en la figura 87, y medir el perímetrotro y todas las líneas radiales que van desde P a los vértices. El terreno podrá representarse, y determinarse el área, a partir de estos datos. El método de radiaciones - (o del punto central) puede parecer más complicado por requerir más trabajo, pero lo más corto de las distancias interiores compensa su mayor número. Además, es más probable que todos los vértices sean visibles desde un punto que se seleccione en el interior del terreno.



LEVANTAMIENTO POR DIAGONALES
(referencia a un vértice principal)

FIG. 86



LEVANTAMIENTO POR RADIACIONES
(referencia a un punto central)

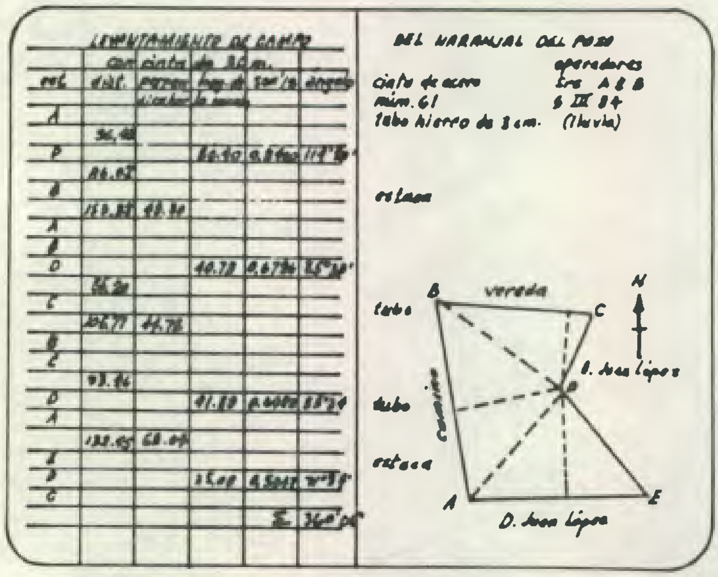
FIG. 87

Cuando hay que medir ángulos el trabajo es muy lento cuando se hace con cinta solamente, si se trata de grandes extensiones; por lo cual debe limitar este método al caso de pequeñas superficies.

Con el propósito de que el lector pueda visualizar el levantamiento con cinta, veamos el siguiente ejemplo:

Objeto: Recójanse datos suficientes para calcular el área de un terreno limitado por líneas rectas mediante la resolución de triángulos, dados dos lados y el ángulo comprendido, dados sus tres lados y dado un lado, la altura correspondiente al mismo y los segmentos en que este queda dividido por aquella.

Procedimiento: 1) Se divide el terreno en triángulos, evitando en lo posible que resulten ángulos muy agudos, es decir, procurando que los triángulos sean aproximadamente equiláteros si la forma del terreno así lo permite. 2)Se miden los lados, la altura y un ángulo de cada triángulo por los métodos descritos en la sección 2.2.1. Los datos se registran en un formulario análogo al representado en la figura 88.



REGISTRO DE CAMPO PARA LEVANTAMIENTO DE CAMPO.

FIG. 88 .

Advertencias y precauciones: 1) Si se mide una altura y los dos segmentos que determina sobre la base correspondiente, se tienen bastantes datos para el cálculo de los ángulos por medio de tangentes. Pero el método de la cuerda para la medición de ángulos en más preciso, debiéndose emplear el de la tangente sólo como comprobación. 2) Hay - que poner gran cuidado en la alineación de puntos, y las - intersecciones deben determinarse con toda la exactitud que permita la vista del observador.

Tolerancias en medidas de distancias con cinta:

<u>1er. caso</u>: Cuando la distancia entre 2 puntos no se conoce de antemano, se procede midiéndola dos veces (ida y regreso).

ω = error cometido en una puesta de cinta

L = longitud total medida ó promedio de medidas

d = largo de la cinta

$\frac{L}{d}$ = número de veces que se pone la cinta

En una medida en un sentido ($\rightarrow$): $\vec{E}_T = \omega\sqrt{\frac{L}{d}}$

En una serie de medidas de la misma distancia, el valor E_T es a su vez el error medio de cada medida, por lo que en - (n) medidas:

$$E_T = \vec{E}_T\sqrt{n}$$

Para (2) medidas $\qquad E_T = \vec{E}_T\sqrt{2} = \omega\sqrt{\frac{L}{d}}\sqrt{2} = \omega\sqrt{\frac{2L}{d}}$

$$\therefore \quad \boxed{\text{Tolerancia} = 2\left(\omega\sqrt{\frac{2L}{d}}\right)}$$

<u>Error</u>: Si se hacen 2 ó más medidas, el error de cada una - [illegible]

[illegible]

2o. caso: Cuando se conoce de antemano la distancia, y se hace necesaria una medida parcial o total, se mide una sola vez (n=1).

Error = long. verdadera conocida - long. medida.

K = error sistemático por metro (puede ó no conocerse)

$$\text{Tolerancias} = 2\left(\omega\sqrt{\frac{L}{d}} + KL\right)$$

Cuando no se conocen los valores de (ω) y (K), pueden tomarse de la tabla de valores experimentales del libro de Toscano:

Condiciones de las Medidas	(metros)	K (metros)
Medidas precisas en terreno plano, cinta bien comparada y corrigiendo por temperatura, usando plomada y vigilando el alineamiento con cuidado	0.015	0.0001
Medidas en terreno plano, cinta bien comparada	0.02	0.0003
Medidas de 2a. clase en terreno abrupto	0.03	0.0005
Medidas en terreno muy quebrado	0.05	0.0007

2.3.2 MEDIDA DE POLIGONOS CON BRUJULA:

Los levantamientos de polígonos con brújula siguen los mismos procedimientos que se mencionan en levantamientos con cinta y también los que se mencionarán en levantamientos con teodolito, existiendo en éste la diferencia de que todos los ángulos deberán referirse a la línea norte-sur, determinada por el meridiano magnético.

Cuando se emplee el método de las radiaciones, se estaciona la brújula en el centro elegido, haciendo girar la caja del aparato siempre en igual sentido, ver figura 89, tomando la medida de cada ángulo con respecto la dirección ON.

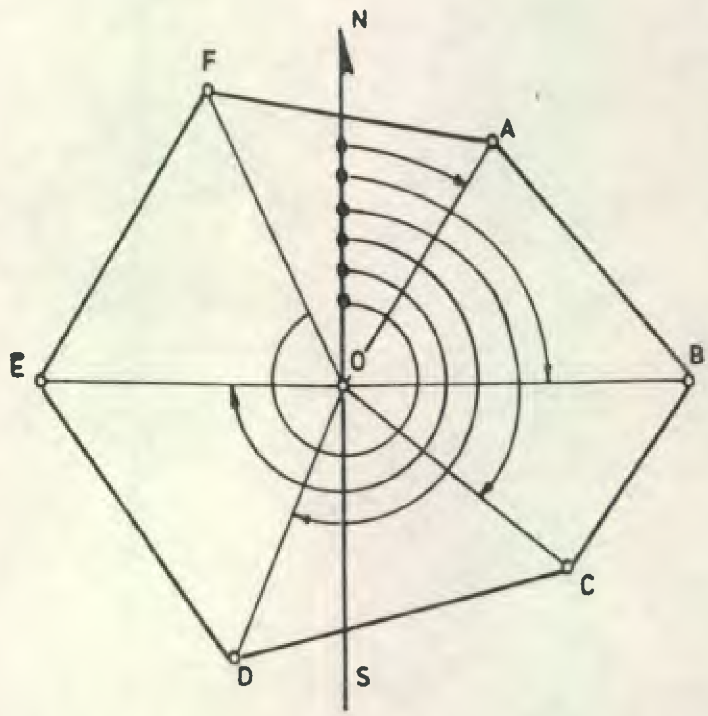


FIG. 89

Si deseamos adoptar el método llamado "por rodeo", tomando directamente los ángulos de los vértices, podrán hacerse estaciones alternadas, es decir, colocando la brújula cada dos lados, ver figura 90 y anotando en cada uno los valores correspondientes a dos ángulos.

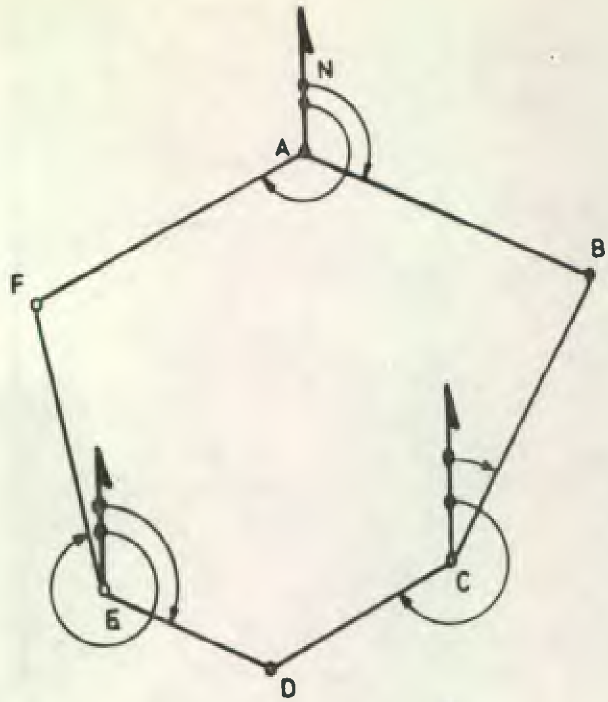
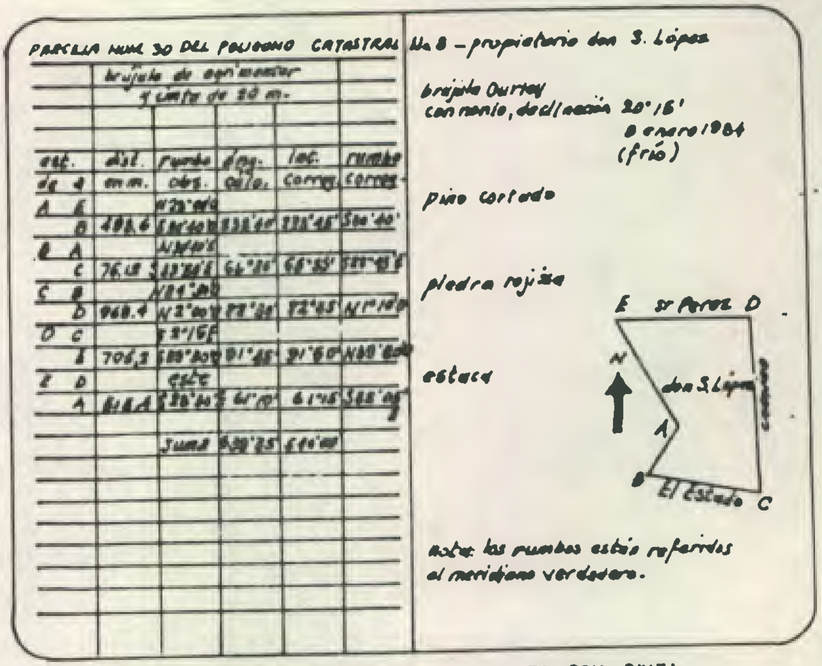


FIG. 90

El procedimiento operatorio más exacto con la brújula es el llamado de las VISUALES DIRECTAS E INVERSAS, que debe emplearse forzosamente cuando se trabaja en zonas magnéticas como se habló en la sección 2.2.2, es decir que todo trabajo queda garantizado y toda posible atracción local es descubierta si desde cada estación se hacen las dos lecturas, una hacia atrás y la otra hacia adelante. Al contrario de lo que ocurre en una poligonal de teodolito, en que un error en uno de los ángulos afecta a todas las orientaciones siguientes, si se comete un error en una de las lecturas hechas con la brújula este error no se transmite a ninguna de las observaciones siguientes. Esta es una ventaja considerable, sobre todo cuando las poligonales constan de muchos ángulos. Otra de las ventajas de la brújula consiste en que al presentarse algún obstáculo (como un árbol) puede soslayarse fácilmente estacionando el instrumento a corta distancia de la alineación y midiendo esta distancia sobre el terreno.

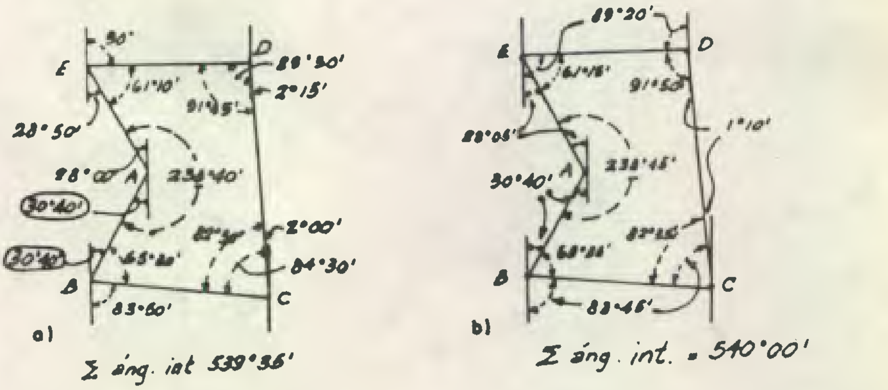


REGISTRO DE CAMPO PARA LEVANTAMIENTO CON CINTA .

FIG. 91

El registro de campo de una poligonal cerrada, levantada con brújula, se lleva de forma parecida a la representada en la figura 91. La declinación se supone corregida en la brújula misma, de modo que los rumbos leídos están referidos al Norte verdadero.

Ejemplo: En la figura 92-a se tiene una poligonal cerrada, con los rumbos leídos y los ángulos internos calculados, correspondientes a los datos registrados en la figura 91; las líneas cortas verticales representan la aguja magnética de la brújula. La suma de los ángulos interiores tiene 25' menos que el valor teórico y verdadero, que es de 540° oo', luego hay que agregar 5' a cada uno de los cinco ángulos interiores para compensar el error o errores de observación. En la figura 92-b, se tienen ya los ángulos in ternos corregidos; los trazos cortos verticales representan la dirección del meridiano verdadero. El lado AB, cuyo rumbo hacia atrás es inverso de su rumbo hacia adelante se toma como base, ya que sus puntos extremos no están afectados por error de atracción local. Tomando como verdadero el ángulo interior en B, el rumbo corregido del lado siguiente BC será 180°00' -30° 40'- 65° 35' = S83°45'E. El rumbo inverso de BC debe ser igual al corregido para la lectura directa desde B, acabado de calcular. En C el rumbo de CD es 83°45' - 82° 35' = N1° 10'O. De este modo se prosigue la compensación a lo largo de toda la poligonal. Como comprobación, se calcula el rumbo del lado inicial AB - partiendo del rumbo corregido de EA y del ángulo interior corregido A.



RUMBOS OBSERVADOS Y ANGULOS INTERIORES CALCULADOS.

RUMBOS CORREGIDOS, CALCULADOS DESDE $\overline{AB}$, Y ANGULOS INTERIORES CORREGIDOS.

FIG. 92

En resumen podemos decir que el procedimiento usual es:

a. Se miden Rumbos hacia atrás y hacia adelante en cada vértice. (Rumbos Observados).
b. A partir de éstos, se calculan los ángulos interiores, por diferencia de rumbos, en cada vértice.

c. Se escoge un rumbo base (que puede ser el dẹ un lado cuyos rumbos directo e inverso hayan coincidido mejor)

d. A partir del rumbo base, con los ângulos interiores calculados se calculan nuevos rumbos para todos los lados que serân los rumbos calculados.

En el inciso (b) debe verificarse que:

$$\text{ângulos interiores} = 180° (n-2)$$

Si hay error, este no deberâ exceder la tolerancia, que para este caso es:

$$T = \pm a\sqrt{n} = \pm 1/2° \sqrt{n}$$

En esta fórmula (a) es la aproximación del aparato que se considera de $\pm$ medio grado, y (n) el número de ângulos medidos.

2.3.3 MEDIDA DE POLIGONOS CON TEODOLITO:

Recordemos que en realidad, los teodolitos no son sino goniómetros que constan de limbo horizontal, brújula y aliada de anteojo de gran alcance. Su principal finalidad es la de medir los ângulos horizontales con mayor precisión que con las brújulas, porque están provistos de nonio. Cuando tienen limbo vertical y anteojo distanciométrico para medir distancias indirectamente, se denominan teodolitos taquimétricos, ya estudiados en la sección 2.1.10.

Cuando se utilizan teodolitos simples, los procedimientos usados para efectuar levantamientos planimétricos son iguales a los descritos al tratar los levantamientos con brújula, permitiendo, como se dijo, mediciones más exactas por la inclusión del nonio.

2.3.3.1 MODO DE PONER EL TEODOLITO EN CADA ESTACION:

Generalmente el teodolito se estaciona sobre un punto dado, como, p. ej., un clavo sobre la cabeza de una estaca. Para centrar el instrumento se suspende una plomada de la horquilla que pasa a través - de la plataforma del trípode. Se empieza por colocar el teodolito aproximadamente sobre el punto;se mueven las patas del trípode hasta que la plomada quede a 1 cm o poco más sobre el clavo de la estaca, con la base casi nivelada y con las patas bien afirmadas en el suelo . Se nivela (aproximadamente) el teodolito con los tornillos nivelantes; se aflojan a continuación dos de estos tornillos (dos cualesquiera en los de tres tornillos, y dos consecutivos en los de cuatro), y se corre el teodolito a uno y otro lado hasta que la plomada quede exactamente sobre el clavo. Si es preciso se varía la longitud de la plomada para que quede casi rozando la estaca. Se aprietan los tornillos nivelantes, pero no demasiado, y se nivela el instrumento por medio de estos tornillos y de los niveles de la plataforma, colocando primero cada nivel paralelo a dos tornillos nivelantes. Se llevan las dos burbujas al centro, de modo aproximado, y después se calan exactamente. Antes de comenzar las observaciones se ve si el anteojo tiene paralaje.

Las operaciones de estacionar y nivelar el teodolito solo se realizan con rapidez y seguridad cuando se ha adquirido mucha práctica.

Antes de levantar el teodolito de una estación se centra este sobre su base, se igualan los tornillos de nivelación (sin preocuparse de la exactitud en esta operación), se aprieta el tornillo de fijación superior y se deja flojo o muy poco apretado el inferior, y, colocando el anteojo hacia arriba, se fija, sin apretar demasiado el tornillo correspondiente.

2.3.3.2 MEDIDA DE POLIGONOS POR EL METODO DE CONSERVACION DE ACIMUTES:

La observación de los acimutes tiene la ventaja sobre los demás métodos de que un simple valor angular (el acimut) da la dirección de la alineación a que corresponde. El método de conservación de acimutes es el mejor sistema, se emplea mucho en los levantamientos en que hay que situar un gran número de detalles, por observaciones lineales y angulares, su versatilidad hace que sea más ventajoso que cualquier otro método. Cualquier error de cierre se deduce inmediatamente de la diferencia entre las observaciones inicial y final tomadas a lo largo de la primera alineación. El acimut de la alineación inicial, o primer lado de la poligonal, puede referirse al meridiano verdadero o a una dirección convencional cualquiera.

A. PROCEDIMIENTO DEL METODO DE VUELTA DE CAMPANA

1. Se centra, nivela y orienta el teodolito poniéndolo en 0°00' hacia el norte, en cada estación inicial (EO).
2. Suelte o libere el movimiento azimutal (M. AZ) y vise la estación de adelante (E1), visado el

punto, fije el movimiento azimutal (M. AZ) y ajuste con el micrométrico del M. AZ. Lea la lectura tanto azimutal como vertical y anote en la libreta de campo, el azimut de la primera línea.

3. En la misma forma visa las radiaciones de los puntos más sobresalientes anotando los ángulos respectivos.
4. Con el movimiento general suelto (M.G.) y azimutal fijo, trasládese a la estación siguiente. (E1)
5. Centre y nivele el teodolito en la estación - (E1), dando vuelta de campana (V.C.) al aparato (anteojo invertido), vise la estación de atrás (E0) y afine con el micrométrico del movimiento general (M.G.)
6. Dar nuevamente vuelta de campana (anteojo directo), soltar el movimiento azimutal (M. AZ) visando la estación siguiente (E2), fijar -- M. AZ. Leemos la lectura tanto azimutal como vertical y anótela nuevamente en la libreta.
7. Repetir en cada estación siguiente, los pasos del 4 al 6.

B. PROCEDIMIENTO DEL METODO DE 180°:

1. Se centra y nivela el aparato, colocándolo en 0°00' orientándolo al Norte.
2. Se procede como en el método anterior, hasta trasladarse al punto Est. E2
3. La diferencia del método anterior en el punto Est. E2, es que en lugar de visar la Estación de atrás con el anteojo invertido, se hace con el anteojo directo, pero las lecturas que se

hagan a radiaciones o estaciones, serán todos azimutes inversos.

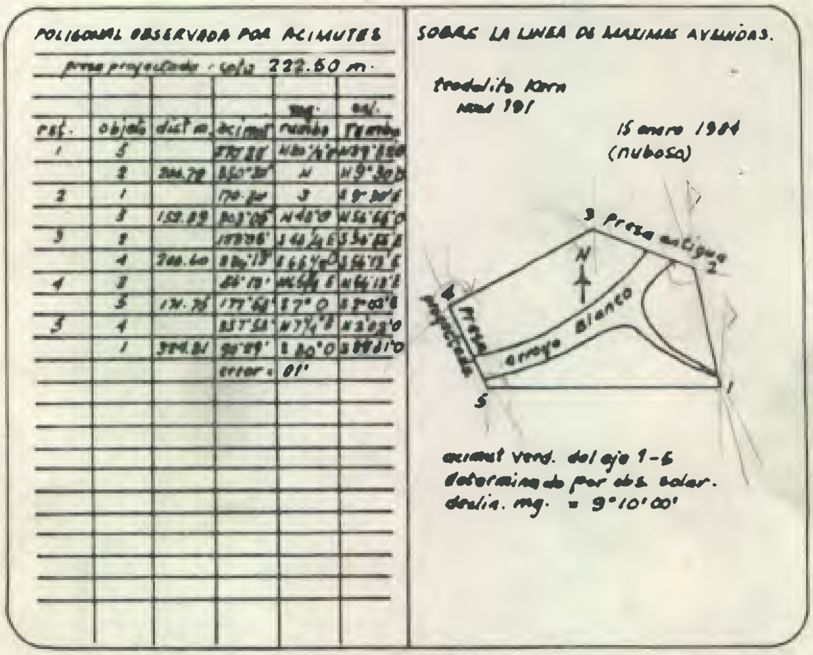
4o. Se traslada a la estación siguiente, procede a centrar y nivelar su aparato como en el método anterior, visa nuevamente con anteojo directo y todas sus lecturas a radiaciones y a su estación siguiente, serán lecturas de azimut directo.

5o. Seguidamente continúa con el mismo procedimiento hasta cerrar el polígono. De manera que si en el punto anterior tuvo azimutes directos, en el siguiente punto tendrá inversos, así sucesivamente un inverso y un directo hasta el cierre.

6o. Este método es el mejor y más recomendable, porque si el aparato tiene error en la colimación, este método lo elimina y se va avanzando hacia un cierre seguro.

EJEMPLOS:

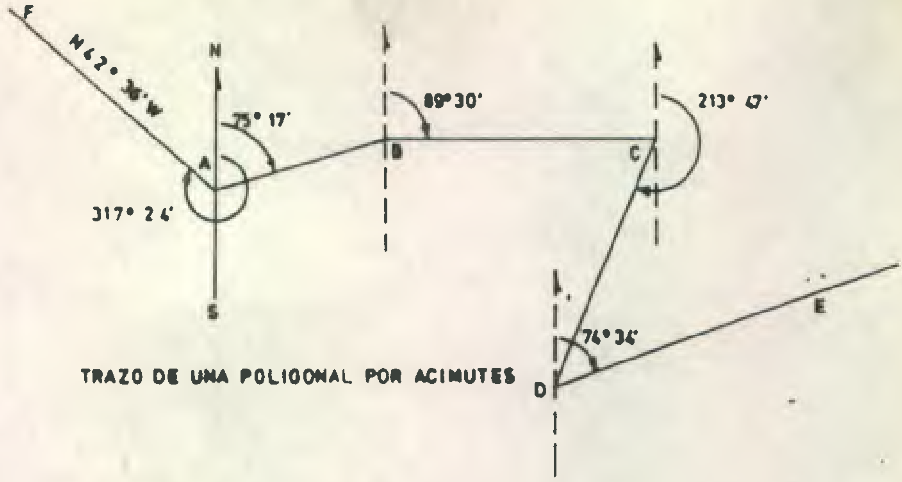
En la figura 93 consignan los datos de campo de una poligonal cerrada, en la cual se han observado acimutes; como se ve en este registro, cada lado tiene dos acimutes, que difieren entre sí 180°. La poligonal parte del lado 1-5, cuyo acimut es 270°28' referido al norte verdadero. El acimut hacia adelante del lado 1-2 ha resultado ser de 350°30'. Al poner en estación el teodolito en el vértice 2, el acimut hacia atrás se calcula restando 180° del anterior (350°30' - 180° = 170°30'), y este es el valor en que se pone el nonio antes de mirar hacia atrás, al vértice 1. Se observan también los rumbos magnéticos, y para evitar errores se ve si los rumbos calculados difieren de los magnéticos en unos 9°10', que es valor de la declinación magnética.



REGISTRO DE CAMPO PARA UNA POLIGONAL CERRADA POR ACIMUTES.

FIG 93

En la figura 94, los acimutes se miden en el sentido de rotación del reloj, a partir de la dirección norte del meridiano que pasa por cada vertice o punto de ángulo. En cada estación se orienta al tránsito visando a la estación anterior, aplicando uno de los métodos descritos anteriormente.



TRAZO DE UNA POLIGONAL POR ACIMUTES

FIG. 94

Otro ejemplo del registro del levantamiento por acimut se ilustra en la figura 95.

LEVANTAMIENTO POR ACIMUTES

Estación	Punto visado	Distancia	Acimut	Rumbo Magn.	
A	N Magn.		0° 00'	N franco	
	B	126.24	23° 32'	N 23°30'E	
B	A		203°32'	S 23°30'W	
	C	82.50	93°51'	S 86°15'E	
C	B		273° 51'	N 87°00'W	
	D	122.58	137° 39'	S 42°30'E	
D	C		317° 39'	N 43°00'W	
	A	216.35	264° 46'	S 81°45'W	
A	D		84°46'	N 84°45'E	
	B		23° 34'	N 23°30'E	
		CIERRE	0°02'		

REGISTRO DE UN LEVANTAMIENTO POR ACIMUTES.
(ORIENTACION INICIAL SEGUN NORTE MAGNETICO)

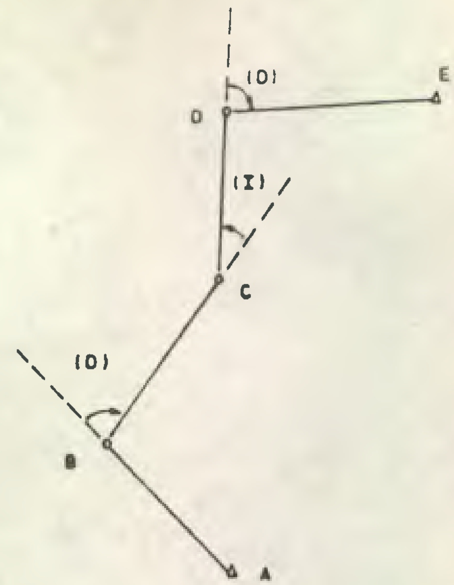
FIG. 95

2.3.3.3 MEDIDA DE POLIGONOS POR EL METODO DE ANGULOS DE DEFLEXION O DESVIACION:

Este es, quizá, el método más comúnmente empleado, especialmente en poligonales abiertas, en que sólo hay que tomar algunos detalles al recorrer el itinerario. Desde luego, es el procedimiento casi exclusivamente aplicada en los levantamientos de carreteras, vías férreas, canales y tuberías de conducción de líquidos. Su uso es más limitado en los levantamientos ordinarios y en el establecimiento de redes de apoyo para trabajos hidráulicos y topográficos en general.

Los ángulos de deflexión o deflexiones, se miden ya sea hacia la derecha (según el reloj) o hacia la izquierda (contra el reloj) a partir de la prolongación de la línea de atrás y hacia la estación de adelante. Los ángulos de deflexión o desviación son siempre menores de 180°, y debe especificarse en las notas el sentido de giro en que se miden. - Así, la deflexión en B de la figura 96 es a la derecha (D), y la deflexión en C es a la izquierda (I).

En síntesis, una deflexión es un ángulo horizontal que se mide a partir de la prolongación de la línea anterior, a la derecha o a la izquierda a la línea siguiente. En la figura 97-a, el ángulo de deflexión en F es 12°15' hacia la derecha (12°15'D) en G, la deflexión es 16°01'I.

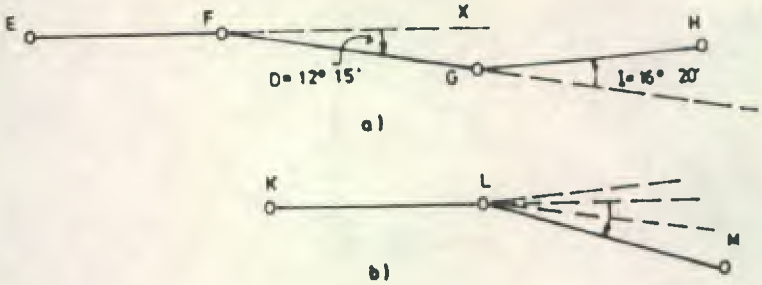


ANGULOS DE DEFLEXION O DEFLEXIONES

FIG. 96

4

Si un instrumento está en perfectas condiciones de ajuste (lo cual es improbable), el ángulo de deflexión en F, figura 97-a, se mide ajustando los platos a cero y visando hacia atrás al punto E con el anteojo en posición inversa (el nivel de burbuja arriba del mismo),e invirtiendo el anteojo (dando vuelta de campana), lo cual sitúa nuevamente al nivel de burbuja por abajo del anteojo. La línea visual es ahora la prolongación de EF, y está dirigida hacia X. Se afloja el tornillo superior de fijación del movimiento particular, se visa el punto G, se aprieta el tornillo superior y se lleva a coincidencia el hilo vertical hasta quedar exactamente sobre la marca por medio del tornillo tangencial superior. El vernier quedará bajo el extremo del ocular del anteojo, de manera que el observador pueda leer el ángulo de deflexión sin tener que mover se alrededor del trânsito.



DEFLEXIONES.

FIG 97

Los ângulos de deflexiôn estân sujetos a errores - serios si el instrumento no está ajustado, y pueden ser muy grandes o muy pequeños, dependiendo de que la lînea visual, al invertir el anteojo queda hacia la derecha o hacia la izquierda de la prolon gaciôn real, figura 97-b.

Para eliminar errores por esta causa, generalmente se duplican o cuadruplican los ângulos por el siguiente procedimiento: se toma la primera visada hacia atrâs con los platos ajustados a cero y el anteojo en posiciôn normal. Después de invertir el anteojo, se mide el ângulo y se conserva en el limbo su valor. Se toma una segunda visada hacia atrâs con el anteojo en posiciôn invertida, se regresa el mismo a su posiciôn normal (dândole vuelta de campana) para efectuar la visada hacia adelante, y se vuelve a medir el ângulo. Dividiendo entre dos el ângulo total se obtiene un promedio - del ângulo, del cual se han eliminado por compensaciôn los errores de ajuste. Los métodos pueden resumirse como sigue:

* POR DEFLEXIONES SIMPLES:

1. Se centra, nivela y orienta el teodolito poniéndolo en 0°00' hacia el Norte en la estación inicial (EO)
2. Suelte o libere el movimiento azimutal (M. AZ) y vise la estación de adelante (E1), visado el punto; fije el movimiento azimutal (M. AZ) y ajuste con el micrométrico del M. AZ. Lea la lectura tanto azimutal como vertical y anote en la libreta de campo el azimut de la primera línea.
3. En la misma forma vise las radiaciones de los puntos más sobresalientes anotando los ángulos respectivos.
4. Suelte el movimiento general (M.G.) y traslade el teodolito a la siguiente estación (E1).
5. Centre, nivele el aparato y suelte M. AZ colocando el ángulo 0°00' en el limbo horizontal, fije movimiento azimutal otra vez, de vuelta de campana (V.C.) y vise con el anteojo invertido la estación de atrás (EO), afine con el micrométrico del M.G.
6. Dar nuevamente vuelta de campana (anteojo directo), soltar el M. AZ visando la estación siguiente (E2) y fijar M. AZ. Leemos la lectura tanto azimutal como vertical y se anota en la libreta indicando también su deflexión (derecha o izquierda) tal y como se explicó al principio de este capítulo.
7. Repetir en cada estación siguiente, los pasos del 4 al 6.

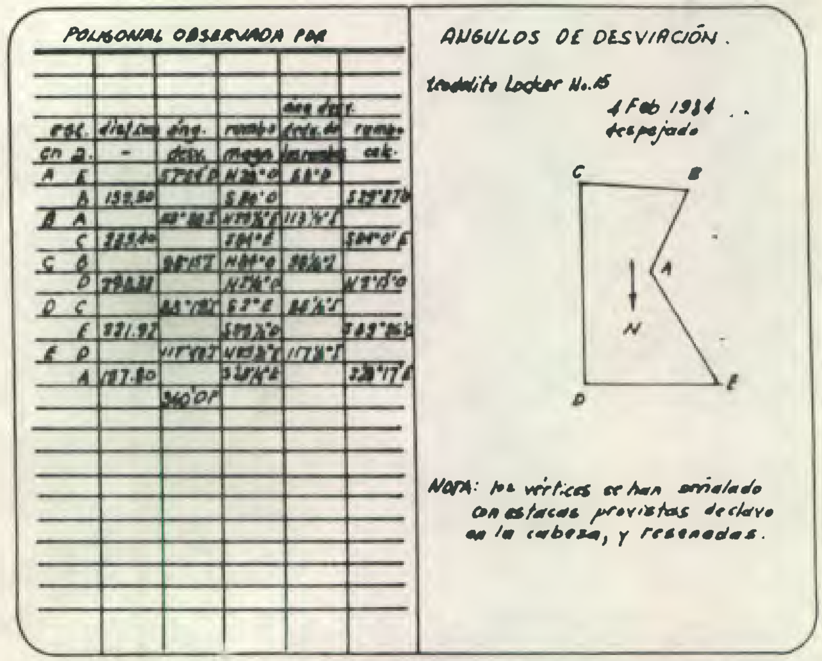
* POR DOBLE DEFLEXION:

1. Se centra, nivela y orienta el teodolito poniéndolo en 0°00' hacia el Norte en la estación (E0).
2. Suelte o libere el M. AZ y vise la estación de adelante (E1), visando el punto; fije el M. AZ y ajuste con el micrométrico de dicho movimiento. Lea la lectura tanto azimutal como vertical anotando en la libreta de campo el azimut de la primera línea.
3. En la misma forma vise las radiaciones de los puntos más sobresalientes anotando los ángulos respectivos.
4. Suelte el movimiento general (M.G.) y traslade el teodolito a la siguiente estación E1.
5. Centre, nivele el aparato y suelte M. AZ colocando el ángulo 0°00' en el limbo horizontal, fije M. AZ otra vez, de vuelta de campana (V.C.) y vise con el anteojo invertido la estación de atrás (E0), afine el micrométrico del M.G.
6. Damos V.C. (anteojo directo), soltar M. AZ visando la E2 y fije M. AZ nuevamente para conservar el ángulo de la deflexión simple.
7. Libere M.G. y se visa la estación de atrás (E1) pero en esta oportunidad con el anteojo directo, afine con el micrométrico del M.G.
8. Damos V.C., libere el M. AZ y con el anteojo invertido vise nuevamente la E2, fije M. AZ y

afine, haga la lectura de la doble deflexión; saque la mitad anotando en la libreta su valor.

9. Repetir en cada estación siguiente, los pasos del 4 al 8.

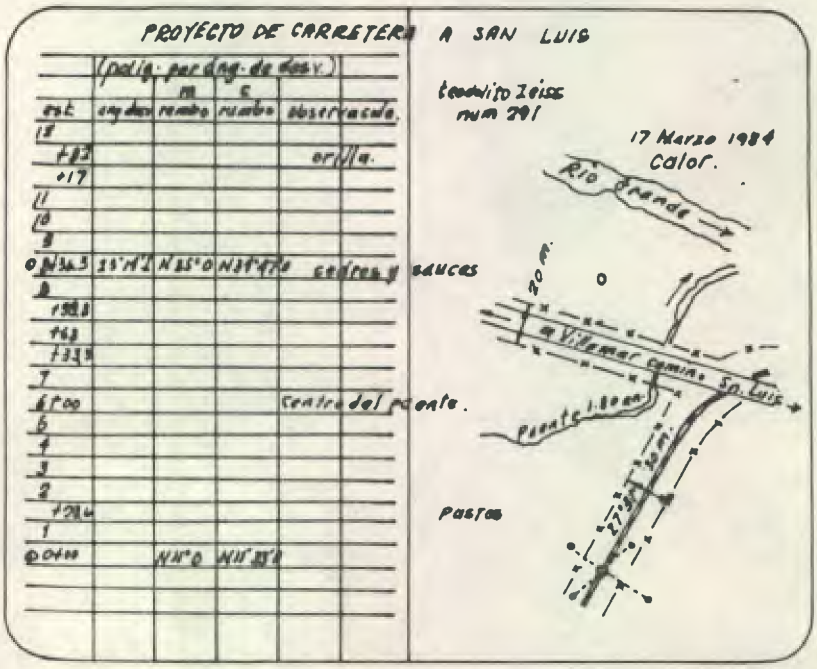
En la figura 98 se ve un formulario para datos de campo de una poligonal cerrada, observada por el método de los ángulos de deflexión. Los datos se van registrando de arriba hacia abajo; los rumbos magnéticos se han observado en cada estación hacia atrás y hacia adelante. La comprobación en el campo debe regirse bajo la condición angular siguiente: la suma de los ángulos de desviación, considerando los contados a la derecha de signo contrario que los contados a la izquierda, debe ser igual a 360° en toda poligonal cerrada. La suma obtenida con los datos registrados en este ejemplo acusa un error angular de 1'. En la quinta columna figuran los ángulos de desviación deducidos de los rumbos magnéticos observados. Estos valores están exentos del efecto de atracción local, debiendo coincidir exactamente con los correspondientes angulos observados. En la última columna figuran los rumbos calculados, suponiendo que el rumbo calculado para BC es el mismo que el observado. Es muy corriente que falten la última o las dos últimas columnas; los valores que se consignan en las mismas van sirviendo de comprobación a medida que avanza el trabajo. Los rumbos calculados se suelen anotar en los planos topográficos y se utilizan para el cálculo de superficies y de coordenadas.



POLIGONAL CERRADA LEVANTADA POR EL METODO DE ANGULOS DE DESVIACION

FIG. 98

En la figura 99 se tiene un ejemplo de registro de campo correspondiente a parte de una poligonal abierta, observada con ángulos de desviación, y marcada con estacas a cada 100 m. Para el croquis, la línea central de la página de la derecha representa la poligonal. Los datos van de abajo hacia arriba, y para evitar errores, se comparan los rumbos calculados con los rumbos magnéticos observados. Este registro es característico de los trazados de vías férreas, carreteras y canales. Algunos topógrafos prefieren otros formularios, en que van columnas distintas para los ángulos de desviación a la derecha y a la izquierda.



POLIGONAL ABIERTA LEVANTADA POR EL METODO DE ANGULOS DE DESVIACION.

FIG. 99

7

2.3.3.4 MEDIDA DE POLIGONOS POR EL METODO DE ANGULOS INTERNOS Y EXTERNOS:

A. POR ANGULOS EXTERIORES:

Este método es semejante al de acimutes, excepto en que la visual de espalda en cada estación hacia la estación anterior se toma con el nonio puesto a cero. Se gira el anteojo alrededor del eje vertical, se mira a la estación siguiente y con el mismo nonio se lee el ángulo descrito por el anteojo en sentido positivo o dextrorsum (el de las agujas del reloj). Los datos de campo se registran en forma parecida a como se hace en el método de los ángulos de deflexión o desviación. Ver. figuras 98 y 99. Se comprueban los ángulos de la poligonal por los rumbos magnéticos o por repetición.

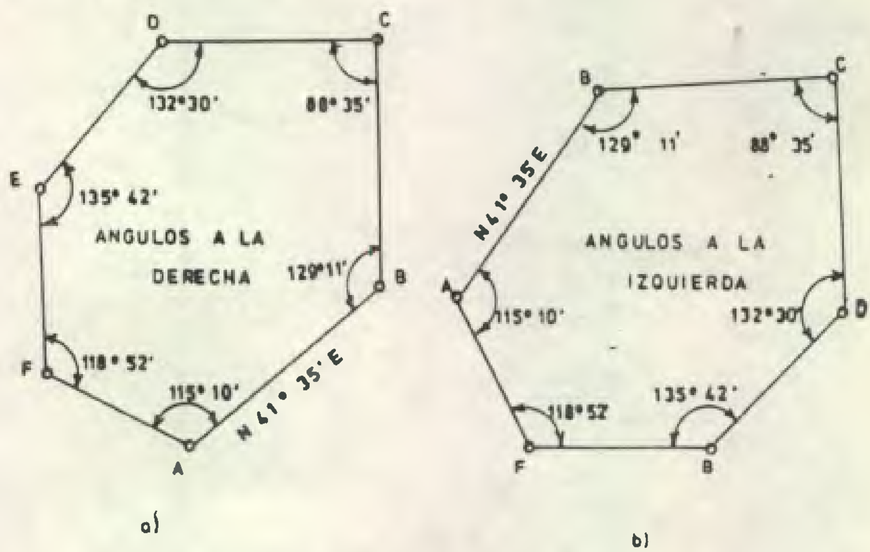
Este método se emplea principalmente cuando hay que tomar muchos detalles desde cada vértice de la poligonación, porque el riesgo de incurrir en confuciones es mucho menor que procediendo con ángulos de deflexión (desviación).

B. POR ANGULOS INTERIORES:

Este método tiene su principal aplicación en los levantamientos de planos topográficos; en cuanto se refiere al trabajo de campo, no difiere, en el fondo, del método de los ángulos de desviación. Se pone a cero el nonio en cada estación y se dirige una visual a la estación anterior. Se gira después el anteojo alrededor del eje vertical, hasta visar la estación siguiente, y se lee el ángulo interior así formado. La libreta de campo puede llevarse - en forma de croquis con los ángulos y distancias o bien consignando los datos numéricos en forma parecida al formulario de la figura 98. Se comprueban los ángulos sabiendo que en un polígono de n lados la suma de los ángulos interiores es igual a (n-2) 180°.

En resumen, decimos que, los ángulos interiores, - que se ilustran en la figura 100, son los ángulos - que quedan dentro de un polígono cerrado. Los ángulos exteriores, que quedan fuera del polígono cerrado, son explementos (o suplementos a 360°) de los ángulos interiores deben medirse para cerrar al horizonte. Raras veces es ventajoso medir estos ángulos, excepto que pueden usarse como comprobación, ya que la suma de los ángulos interior y exterior en cualquiera estación debe ser igual a 360°.

Como se ve en las figuras 100-a,b, los ángulos interiores pueden medirse en el sentido de rotación de las manecillas del reloj (hacia la derecha) o en el sentido contrario (hacia la izquierda). Por definición, los ángulos hacia la derecha se miden en el sentido del reloj y de la estación de atrás a la estación de adelante. En consecuencia, los ángulos interiores de la figura 100-a son también ángulos - a la derecha. Los ángulos hacia la izquierda, que se miden en sentido contrario al del reloj y también de la estación de atrás a la estación de adelante, se ilustran en la figura 100-b. Nótese que los polígonos de las figuras 100-a,b son "derecho" e "izquierdo", es decir, de forma semejante, pero voltea dos uno respecto al otro como las manos derecha e izquierda. Obviamente, si se confunde el sentido de giro se incurre en equivocaciones, por lo cual se recomienda adoptar procedimientos de campo uniformes, como por ejemplo, medir siempre los ángulos en el sentido de las manecillas del reloj.



POLIGONOS CERRADOS a) ANGULOS INTERIORES A LA DERECHA. b) A LA IZQUIERDA.

FIG. 100

2.3.3.5 COMPROBACION DE CIERRE ANGULAR DE LOS POLIGONOS:

El objeto final que se persigue es que el polígono quede como una figura geométrica perfecta, y de comprobar en el campo si nuestro trabajo se realizó satisfactoriamente. No teniendo que regresar al área si detectamos el error en gabinete. En un polígono cerrado debe comprobarse su cierre angular.

Para cierre angular:
- . Si el error $\leq$ tolerancia: el trabajo se ejecutó correctamente y se compensa el error para que cierre.
- . Si el error $>$ tolerancia: trabajo incorrecto; se —— rectifica o repite el trabajo.

En un polígono cerrado: $\underline{\sum \text{ángs. intrs.} = 180°(n-2)}$ condición de cierre angular:

Suponiendo que tenemos un aparato con aproximación = 01', y se mide un ángulo cuyo valor esté comprendido entre:

35° 25' 30"

y

35° 26' 30"

El aparato nos dará una lectura de 35° 26', o sea que el error de la lectura puede ser ± 30", es decir ± 1/2 aproximadamente.

Entonces:

$$E_m = \pm \frac{a}{2}, \text{ (para un ángulo)}$$

Para (n) ángulos:

$$E_T = E_m \sqrt{n} = \pm \frac{a}{2}\sqrt{n}, \text{ y}$$

Tolerancia = $2(\pm\frac{a}{2}\sqrt{n})$; por lo que se toma en general:

$$\boxed{\text{Tolerancia} = \pm\, a\sqrt{n}}$$

a = aproximación del aparato: $\begin{cases} a=10'' \text{ para poligona-les de primer orden.} \\ a=20'' \text{ para poligona-les de segundo orden} \\ a=40'' \text{ para poligona-les de tercer orden.} \end{cases}$

n = núm. de ángulos medidos, del polígono.

Si el error es tolerable, se compensa repartiéndolo entre todos los ángulos del polígono por igual, siempre que todos ellos hayan sido medidos en igualdad de condiciones; o se reparte arbitrariamente, aplicando el criterio que convenga según las condiciones de campo de las medidas y la longitud de los lados que forman los ángulos. Debe procurarse variar lo menos posible los ángulos formados por lados largos, para afectar la figura lo mínimo posible.

2.3.3.6 TOLERANCIA DE CIERRE ANGULAR EN GUATEMALA

Según la ley reglamentaria para trabajos de agrimensura, capítulo III, artículo 35, se establece cual es el error angular máximo para verificar en el campo el cierre angular de un polígono cerrado el cual depende del tipo de terreno y las condiciones favorables o desfavorables que dificultan efectuar la medición.

* TRABAJOS DE DIFICIL MEDICION

$$\text{error (e) angular tolerable} = \frac{a}{2}\sqrt{n}$$

* TRABAJOS DE FACIL MEDICION

error (e) angular tolerable = $a\sqrt{n}$

Donde: a = aproximación del aparato en minutos o segundos.
n = número de estaciones del polígono.

El error angular tolerable según el tipo de terreno, deberá ser mayor ó igual que el error de cierre angular del polígono, el cual dependerá del método de levantamiento empleado.

Los errores de cierre angular según el tipo de levantamiento topográfico se resume en el cuadro siguiente:

Tipo de levantamiento topográfico	Error de cierre angular *	Error angular tolerable
1) Por conservación de azimutes	azimut de salida = azimut de llegada	$\leq a\sqrt{n}$ $\leq \frac{a}{2}\sqrt{n}$
2) Por deflexiones	Suma de deflexiones derechas - suma de defl. izquierdas=360°	$\leq a\sqrt{n}$ $\leq \frac{a}{2}\sqrt{n}$
3) Por ángulos internos	suma de ángulos internos 180°(n-2)	$\leq a\sqrt{n}$ $\leq \frac{a}{2}\sqrt{n}$
4) Por triangulación	suma de ángulos = 180° para cada triángulo	1 minuto 20"/ángulo

* Siempre debe verificarse en el campo.

EJEMPLOS:

- El levantamiento por azimutes de la fig. 95 en terreno de fácil medición nos dá un azimut de salida AB = 23°32' y un azimut de llegada AB = 23°34'; como según nuestro cuadro, azimut de salida = azimut de llegada, aquí tenemos una diferencia de 02' siendo este nuestro error de cierre angular; el cual debe verificarse siempre en el campo.

  Este error debe de ser menor o igual al de el error tolerable para ese tipo de terreno que es:

  $e_T = a\sqrt{n}$ n = estaciones
  a = 1'

  $e_T = 1'\sqrt{4} = 2'$ como es igual, esta bien.

- En la figura 98 tenemos una libreta que muestra ángulos de deflexión o desviación, debe--mos de sumar las deflexiones derechas con signo contrario a las izquierdas sin importar el signo. El error angular que debemos de verificar en el campo es:

  Suma deflex. derechas - suma deflex. izq. = 360°
  57°54' - 417°55' = 360°01'

  quiere decir que nuestro error de cierre angular es de 01' y este error debe de ser igual o menor al error tolerable que para este tipo de terreno es:

$$e_T = a\sqrt{n} \qquad n = 5$$
$$a = 1'$$

$$e_T = 1'\sqrt{5} = 2.24' > 1' \quad \text{está bien.}$$

- En la figura 100 tenemos un ejemplo de un polígono que muestra ángulos internos, si sumamos estos ángulos nos dan un valor 720° exactos.
  El error de cierre angular que debemos verificar en el campo es:

  Suma de ángulos internos = $180°(n-2)$

  $270° = 180°(6-2)$

  $270° = 270°$

  O sea nuestro error de cierre angular es 0°00' con lo cual no es necesario hacer chequeo con el error tolerable el cual hubiera sido para este caso

$$e_T = a\sqrt{n} = 1'\sqrt{6} = 2.45'$$

2.4 PROCESAMIENTO DE DATOS:

2.4.1 CONCEPTOS MATEMATICOS BASICOS (TEORIA):

2.4.1.1 COORDENADAS RECTANGULARES:

Las coordenadas rectangulares X y Y de un punto cualquiera dan su posición respecto a un par de ejes de referencia mutuamente perpendiculares, seleccionados arbitrariamente.

Este sistema de coordenadas divide al plano en cuatro cuadrantes por medio de las rectas perpendiculares que se cortan en un punto O. Ver Fig. 101. La horizontal X' OX se denomina eje X, la vertical Y' OY, eje Y, y ambas constituyen los dos ejes de coordenadas. El punto O se llama origen del sistema.

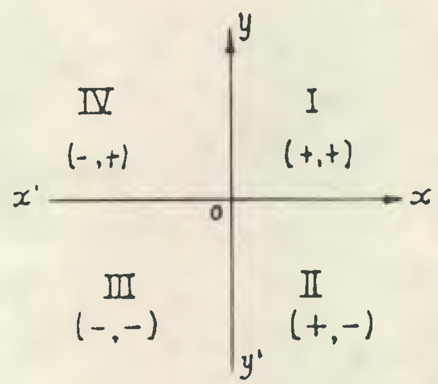


Fig. 101

La distancia de un punto al eje Y se llama ABSCISA del mismo. La distancia de un punto al eje X es la ORDENADA, y ambas constituyen las COORDENADAS del punto en cuestión y se representa por el símbolo (x, y). Las abscisas son positivas cuando el punto está situado a la derecha del eje Y (en topografía dirección norte-sur) es decir hacia el este, y negativas en caso contrario. Las ordenadas son positivas cuando el punto está por encima del eje X (en topografía dirección oeste a este) es decir dirigida al norte, y negativa en caso contrario.

Para representar puntos de coordenadas conocidas hay que adoptar una escala adecuada sobre cada uno de los ejes coordenados. Ambas escalas pueden ser iguales o distintas.

Las coordendas son útiles en una gran variedad de cálculos, inclusive para determinar las longitudes y las direcciones de líneas, cálculo de áreas de polígonos, hacer ciertos cálculos de curvas, localizar puntos inaccesibles, etc.

En la práctica es frecuente usar sistemas coordenadas planas locales como base para las coordenadas rectangulares a emplear en levantamientos de planos. Sin embargo, para los cálculos puede usarse cualquier sistema arbitrario. Por ejemplo puede tomarse arbitrariamente una de las estaciones de una poligonal como origen de coordenadas. Para evitar valores negativos de X y de Y, puede suponerse un origen que se encuentre al sur y al poniente de la poligonal, y que sea tal que una estación tenga las coordenadas X = 1000 y Y = 1000, o cualesquiera otros valores adecuados. En una poligonal cerrada, si se asigna Y = 0 al punto situado más al sur y X = 0 al punto situado más al oeste se ahorrará tiempo en los cálculos.

2.4.1.2 DISTANCIA ENTRE DOS PUNTOS:

La distancia d entre dos puntos $P_1(X_1, Y_1)$, y

$P_2\ (X_2,\ Y_2)$ es: $d = \sqrt{(X_2-X_1)^2 + (Y_2-Y_1)^2}$ ver Fig. 102.

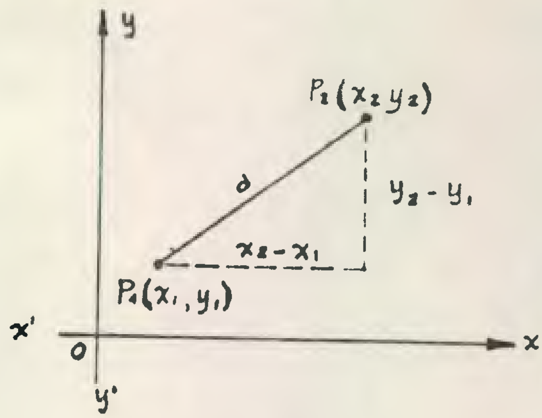


Fig. 102

Por ejemplo, la distancia entre dos puntos -- (4, -1) y (7, 3) es:

$$d = \sqrt{(7-4)^2 + (3+1)^2}$$
$$= 5 \text{ unidades.}$$

2.4.1.3 INCLINACION Y PENDIENTE DE UNA RECTA:

La inclinación de una recta L (que no sea paralela al eje X) es el menor de los ángulos que dicha recta forma con el semieje X positivo y se mide, -- (Ver Fig. 103) desde el eje X a la recta L, en el - sentido contrario al de las agujas del reloj. Mientras no se advierta otra cosa, consideremos que el sentido positivo de L es hacia arriba. Si L fuera paralela al eje X, su inclinación sería cero.

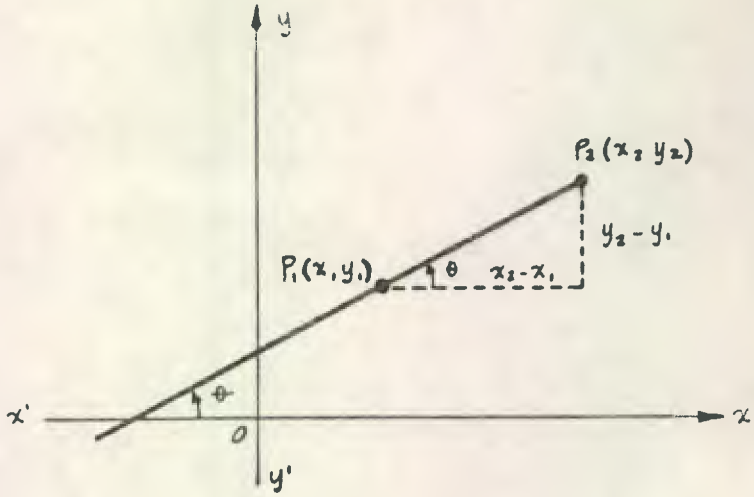


Fig. 103

La pendiente de una recta es la tangente del ángulo de inclinación. En estas condiciones, $m = tg\theta$, siendo θ el ángulo de inclinación y m la pendiente.

La pendiente de una recta que pasa por dos puntos $P_1(X_1, Y_1)$ y $P_2(X_2, Y_2)$ es:

$$m = tg\ \theta = \frac{Y_2 - Y_1}{X_2 - X_1}$$

Cualesquiera que sean los cuadrantes en los que estén situados los puntos P_1 y P_2.

2.4.1.4 FORMAS DE LA ECUACION DE LA RECTA:

a) Punto - Pendiente: La ecuación de la recta que pasa por el punto $P_1(X_1, Y_1)$ y cuya pendiente sea m es:

$$Y - Y_1 = m\ (X - X_1)$$

b) Pendiente - Ordenada en el origen: La ecuación de la recta de pendiente m y corta al eje Y en el punto (0, b) - siendo b la ordenada en el origen - es:

$$Y = mX + b$$

c) Cartesiana: La ecuación de la recta que pasa por los puntos $P_1(X_1, P_1)$ y $P_2(X_2, Y_2)$ es:

$$\frac{Y - Y_1}{X - X_1} = \frac{Y_1 - Y_2}{X_1 - X_2}$$

2.4.1.5 COORDENADAS POLARES:

En lugar de fijar la posición de un punto del plano en función de su distancia a dos rectas perpendiculares es preferible, a veces, hacerlo en función de sus distancias a un punto fijo y de la dirección con respecto a una recta fija que pase por este punto. Las coordenadas de un punto, en esta referencia, se llaman coordenadas polares.

Veamos la Fig. 104, el punto fijo O se denomina polo y la recta fija OA se llama eje polar.

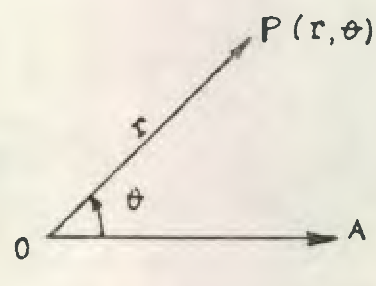


Fig. 104

Las coordenadas polares de un punto P se representan por (r, θ), siendo r la distancia OP y θ el ángulo AOP. La distancia r medida desde O hasta P es positiva. Igual que en trigonometría, el ángulo θ es positivo cuando se mide contrario al de las agujas del reloj; r es positivo cuando se mide desde el polo al punto, y negativo en caso contrario.

Si r y θ están relacionados por una ecuación cualquiera, se pueden asignar valores a θ y determinar los correspondientes de r. Los puntos que resultan constituyen una línea, recta o curva, definida.

2.4.1.6 RELACION ENTRE LAS COORDENADAS RECTANGULARES Y POLARES:

Consideremos al punto P(r, θ) y supongamos que el eje polar OX y el polo O son, respectivamente, el eje X y el origen de un sistema de coordenadas rectangulares del mismo punto P (Ver Fig. 105).

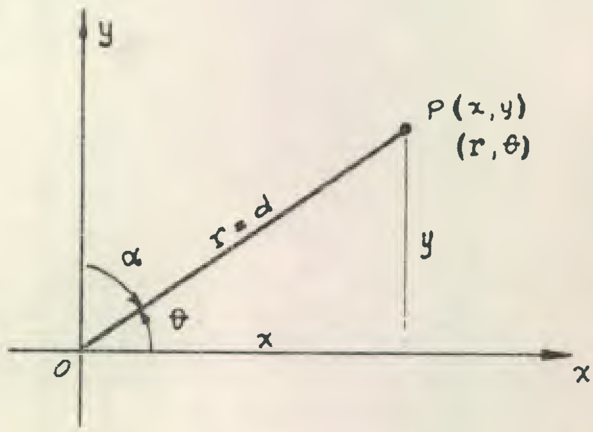


Fig. 105

En estas condiciones:

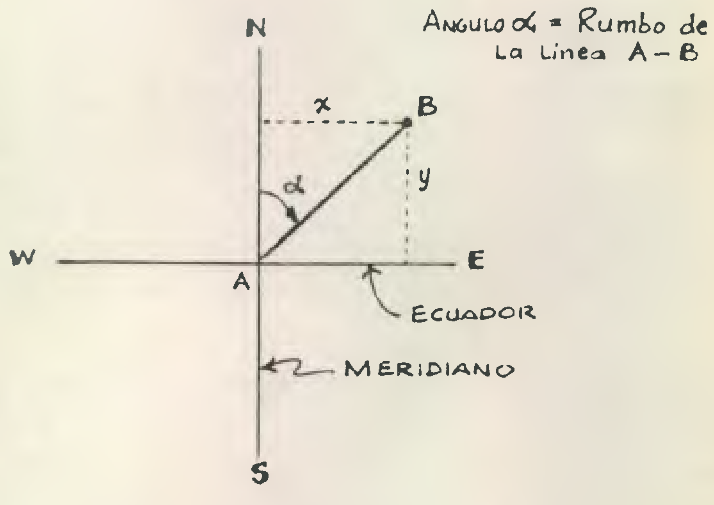
$$X = r \cos \theta$$
$$Y = r \operatorname{Sen} \theta$$

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$
$$\theta = \text{ARC tg } \frac{y}{x}$$

Pero debemos de considerar de que los ángulos con los cuales trabajamos en topografía son dados - en rumbos (preferentemente), los cuales están referidos al eje Y (norte-sur) por lo que las ecuaciones anteriores se transformarían en:

$$X = d \text{ Sen}\alpha$$
$$Y = d \text{ Cos}\alpha$$

En base a los conceptos anteriores y por analogía el sistema de coordenadas cartesiano, estaría - formado por dos ejes ortogonales entre sí, que representan para el caso de las abscisas el valor de la proyección de la recta sobre el eje del ecuador (E-W) y para las ordenadas el valor de la proyección de la recta sobre el meridiano (N-S). Ver Fig. 106.



La Figura representa el sistema cartesiano y los elementos necesarios para calcular las proyecciones de una recta.

Fig. 106

La proyección en el eje E-W se llama longitud.
La proyección en el eje N-S se llama latitud.

2.4.1.7 CALCULO DE AREA POR METODO PENSYLVANIA:

* PROCEDIMIENTO:

1. Reducir azimuts, deflexiones ó angulos internos, a rumbos.

2. Reducir distancias medidas a distancias horizontales.

   a) Método taquimétrico ó estadia:
   $H=K(Ls-Li) \, Cos^2 \alpha$ vert. K=Constante estadia, generalmente = 100

   b) Método trigonométrico:
   $$\frac{L}{tg\,B - tg\,A} = H$$

   c) Mira horizontal:
   $$H = \frac{3437.7478}{A'} L$$

3. Proyecciones de una línea:
   De la libreta de campo calculamos los datos siguientes:

   a) La longitud reducida al horizonte "d" de la línea AB como se explicó en 2.
   b) El rumbo de la línea AB como se explicó en 1.

   Con esto podemos calcular las proyecciones X y Y de la recta AB llamadas:

   X = d Sen R° (longitud parcial)

   Y = d Cos R° (latitud parcial)

Signos: Las proyecciones serán:

+ Cuando el rumbo sea N o E, y
- Cuando el rumbo sea S o O.

4. Multiplicando las distancias horizontales por el Coseno de Rumbo, se obtienen las latitudes parciales (Norte o Sur, de acuerdo al Rumbo).

5. Multiplicando las distancias horizontales por el Seno de Rumbo, se obtienen las longitudes parciales (Este u Oeste, de acuerdo al Rumbo).

6. Sumar Nortes, sumar Sures y obtener la diferencia de latitudes. Δy

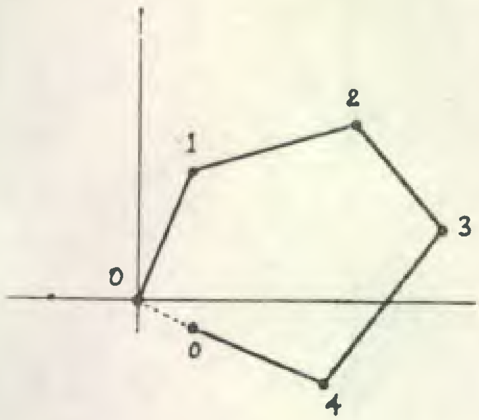
7. Sumar Estes, sumar Oestes y obtener la diferencia de longitudes. Δx.

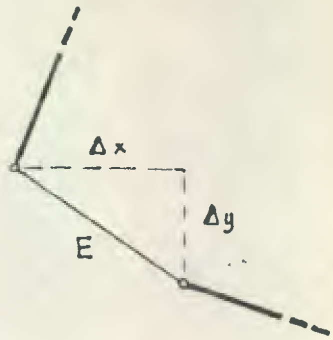
8. Calcular error de cierre = E

$$E = \sqrt{(\underbrace{\text{Dif. latitudes}}_{\Delta y})^2 + (\underbrace{\text{Dif. longitud}}_{\Delta x})^2}$$

$$= \sqrt{\Delta y^2 + \Delta x^2}$$

Error de cierre de distancia.
El 0 no corresponde con el punto de llegada.
El error se calcula por Pitágoros.





9. Calcular error unitario = e_u

   E = error de cierre

   $$e_u = \frac{E}{\text{Perímetro}} \leqslant 0.003$$

   Perímetro = Suma de distancias horizontales.

   Si $e_u \not> 0.003$, Replantear el trabajo de campo.

   Error unitario = e_u
   Sirve para compararlo con otras medidas.
   Tolerancia según ley de Agrimesura (17/2/1,925)
   En terreno plano de fácil medición = 0.003
   En terreno quebrado de difícil med. = 0.005

10. Tolerancia de cierre angular.

Difícil medición:	Fácil medición:
$e_u \leqslant a\sqrt{n}$	$e_t \leqslant 0.5 \quad a\sqrt{n}$
a = aproximación del aparato.	n = número de estaciones.

11. Calcular coordenadas parciales compensadas:

a) Factores de corrección:

$$Cy = \frac{\text{Dif. latitudes}}{\text{Nortes + Sures}} = \frac{|\Sigma N| - |\Sigma S|}{\Sigma(N + S)}$$

$$= \frac{\Delta y}{\Sigma(N + S)}$$

$$Cx = \frac{\text{Dif. longitudes}}{\text{Estes + Oestes}} = \frac{|\Sigma E| - |\Sigma W|}{\Sigma(E + W)}$$

b) Multiplicando Cy por cada latitud, se tiene la corrección para dicha latitud (aproximar a dos cifras decimales)

Corrección = Y.Cy

Multiplicando Cx por cada longitud, se obtiene la corrección para dicha longitud.

Corrección = X.Cx

c) Si la suma de Nortes es MAYOR que la suma de Sures, la corrección será aditiva para los Sures y sustractiva para los Nortes - (lo contrario en el otro caso).

d) Si la suma de Estes es MAYOR que la suma de Oestes, la corrección será aditiva para los Oestes y sustractiva para los Estes - (lo contrario en el otro caso).

e) Como Chequeo: Suma de correcciones de Latitud = Dif. de latitudes, suma de corrección de longitud = Dif. de longitudes.

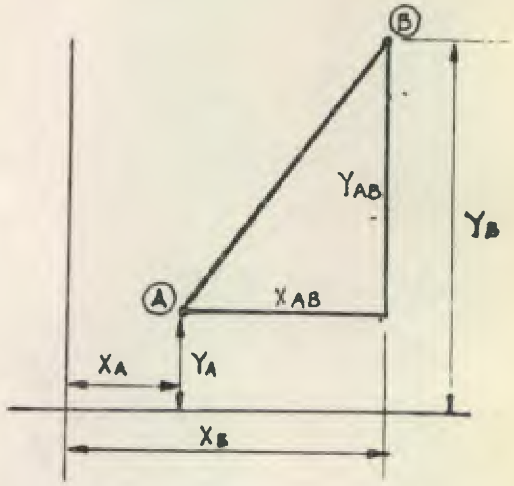
NOTA: Las latitudes Nortes son POSITIVAS, las Sures, son NEGATIVAS.
Las longitudes Estes son POSITIVAS, las Oestes son NEGATIVAS.

12. Coordenadas totales de un punto:

Conociendo las coordenadas del punto anterior "A" podemos calcular por medio de las proyecciones las coordenadas del punto "B".

$$X_B = X_A + X_{AB}$$

$$Y_B = Y_A + Y_{AB}$$

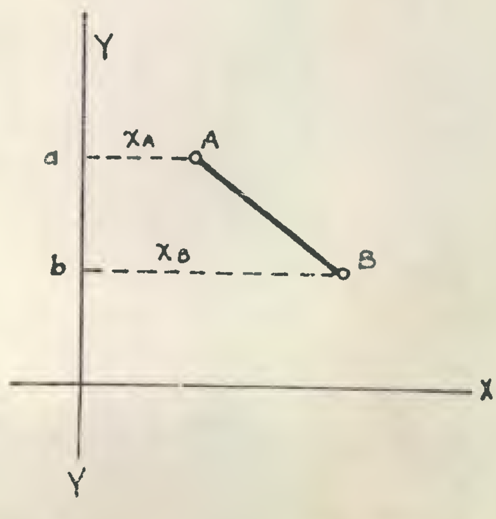


Calcular coordenadas totales: Sumando algebraicamente las latitudes parciales compensadas se obtienen las Y; sumando las longitudes parciales compensadas se obtienen las X (sumas acumuladas).

13. Dobles distancias meridianas:

Llamamos dobles distancias meridianas al doble de la distancia del centro de una recta AB al eje de las Y Y o Meridiano.

$$DDM = X_A + X_B$$



* Dobles áreas:

El área del trapecio a A B b es (Fig.anterior)

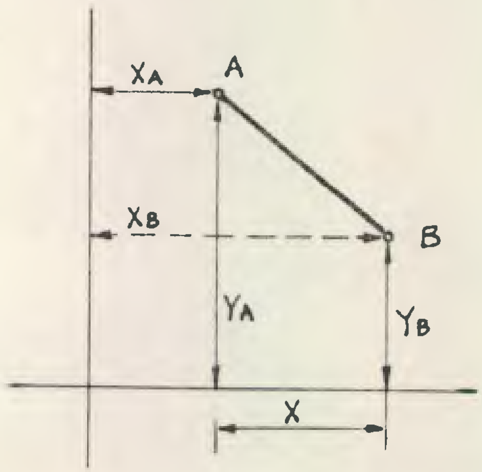
$$A = \frac{X_A + X_B}{2} \; ab$$

Siendo ab la proyección de la línea AB AB=y y $X_A + X_B$ es la D D M

* Dobles distancias ecuatoriales:

Llamados dobles distancias ecuatoriales DDE a la distancia del centro de la recta al eje de las XX o ecuador.

$$DDE = Y_A + Y_B$$



Calcular dobles distancias: D,D,E, sumando algebráicamente de dos en dos las Y totales; DDM sumando algebráicamente de dos en dos las X totales (suma de total anterior, más la de la línea).

14. Calcular DOBLE AREA multiplicando latitudes parciales compensadas por DDM, sumando algebraicamente los productos. Los resultados de DDMY y

DDEX deben ser iguales.

15. METODO DE LAS COORDENADAS RECTANGULARES (MATRICIAL):

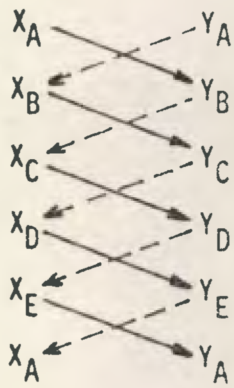
La determinación de áreas por coordenadas es un procedimiento más sencillo, para una poligonal cerrada, de la que se conocen las coordenadas de todos sus vértices. El procedimiento puede desarrollarse colocando las dobles - distancias meridianas en función de sus coordenadas, supongamos que para las dobles distancias meridianas M' M y P' P fueron $(X_B + X_A)$, $(X_C + X_B)$ respectivamente, y las proyecciones meridianas de las líneas AB y BC son $(Y_B - Y_A)$ y $(Y_C - Y_B)$, entonces con base en la suma de - áreas de los trapecios que se forman puede escribirse la fórmula siguiente para la doble área.

$$2(\text{área}) = (X_C + X_B)(Y_C - Y_B) + (X_D + X_C)(Y_D - Y_C) + (X_E + X_D)(Y_E - Y_D) + (X_A + X_E)(Y_A - Y_E) + (X_B + X_A)(Y_B - Y_A)$$

Si la doble resultante de la ecuación es - negativa, no tiene que preocuparnos porque adoptamos el valor absoluto. Simplificando tenemos:

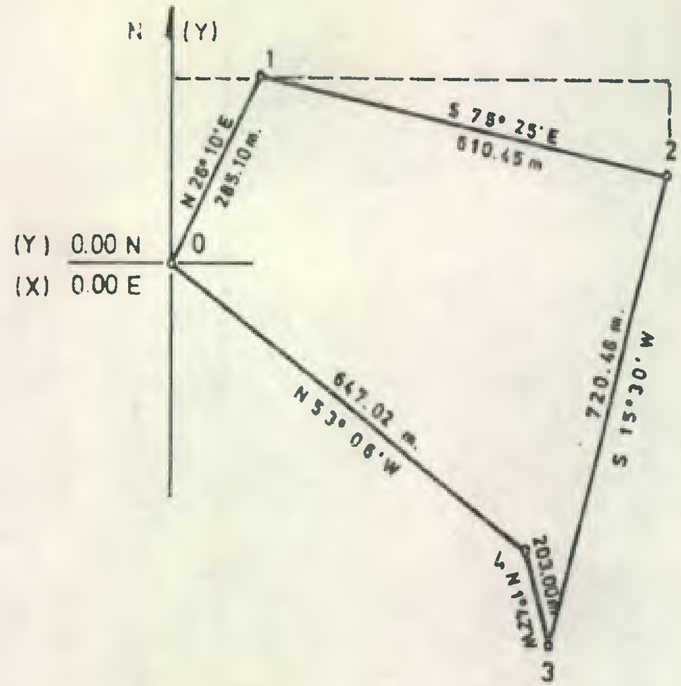
$$2(\text{área}) = X_A Y_B + X_B Y_C + X_C Y_D + X_D Y_E + X_E Y_A - X_B Y_A - X_C Y_B - X_D Y_C - X_E Y_D - X_A Y_E$$

Esta ecuación puede reducirse a una fórmula fácil de recordar disponiendo las coordenadas X y Y de cada punto de sucesión en dos columnas, repitiendo al final las coordenadas del punto de partida. Se establecen los productos indicados por las diagonales con flecha, considerando positivos los de línea llena y negativos los de línea punteada. Luego se determina la suma algebraica de todos los productos y se divide su valor absoluto entre 2 para obtener el área. También se toma en cuenta el signo al hacer cada multiplicación.



2.4.2 CALCULO DE PROYECCIONES (OPERACIONES):

Se describirá por medio de un EJEMPLO el cálculo de las proyecciones, así también el error de cierre y la relación de error en el caso de una poligonal cerrada. En la Fig. 107 se han colocado los ángulos ya corregidos y en forma de rumbos (los datos de libreta generalmente traen los ángulos en azimutes), nótese que estos rumbos, los cuales ocupan más espacio; están anotados por fuera de la poligonal, y sus longitudes (en metros), por el interior de la misma. Esta disposición puede invertirse, pero es mejor seguir siempre un mismo método.



POLIGONAL CERRADA

FIG. 107

Las proyecciones Y y X se calculan con estos datos, y los resultados generalmente los llevamos a una tabla preparada, como la que aparece en la Fig. 108. Las formas de las tablas son impresas y se les ponen encabezados en cada columna y un rayado para ahorrar tiempo y simplificar su comprobación.

1	2	3	4	5	6	7
EST.	P.O.	AZIMUT	RUMBO = R	DIST. HORIZ. (en Mts)	COS R	SEN R
0	1	26°10'	N 26°10' E	285.10	0.897515	0.440984
1	2	104°35'	S 75°25' E	610.45	0.251788	0.967782
2	3	195°30'	S 15°30' W	720.48	0.963630	0.267238
3	4	358°18'	N 1°42' W	203.00	0.999560	0.029666
4	0	306°54'	N 53°06' W	647.02	0.600420	0.799685
				Σ=2466.05		

8

COORDENADAS PARCIALES			
Latitud d Cos R		Longitud d Sen R	
Proyecciones		Proyecciones	
+N	-S	+E	-W
255.88		125.72	
	153.71	590.78	
	694.28		192.54
202.91			6.02
388.49			517.41
+	-	+	-
Σ=847.28	Σ=847.99	Σ=716.50	Σ=715.97

CALCULO DE PROYECCIONES

Fig. 108

Para obtener las proyecciones, como se dijo con anterioridad; tuvimos que utilizar los datos de libreta, lo cual dió origen a las nueve columnas de la figura 108 y cuyos cálculos describiremos a continuación. Si la columna no se originó en base a algún cálculo, únicamente se explicará su contenido.

- COLUMNA 1 :

Esta columna representa la estación (Est.) en la cual se coloca - el aparato para visar el punto que nos interesa.

- COLUMNA 2 :

Representa el punto observado (P.O.) visado desde la estación en la cual está colocado el aparato; nótese que casi o en la mayoría de - los casos, ésta columna o sus puntos pasan a ser estaciones.

- COLUMNA 3 :

En esta columna colocamos los ángulos de cada línea y lo obtenemos de la libreta de campo, en Guatemala, los topógrafos casi nunca - traen el cálculo del rumbo del ángulo, sino únicamente el azimut obtenido.

- COLUMNA 4 :

Aquí se colocan los rumbos (R), calculados mediante los conceptos explicados en el inciso 1.3.4.

- COLUMNA 5 :

También es un dato de libreta y representa la distancia horizontal (Dist. Horiz.) en metros, que existe de un punto al siguiente. Si la medida es indirecta, procedemos a buscar la distancia horizontal en la forma indicada en el inciso 2.2.3.

- COLUMNAS 6 y 7 :

Son correspondientes al Coseno del rumbo (Cos R) y Seno del rumbo (Sen R), generalmente se omiten debido a que en la actualidad utilizamos calculadoras electrónicas para hacer las operaciones trigonométricas. Si no se cuenta con dicho recurso, se obtendrá el cálculo mediante tablas logarítmicas.

- COLUMNA 8 :

Finalmente en esta columna llamada coordenadas parciales, es donde obtenemos las proyecciones. Se obtienen mediante las fórmulas descritas no solo en la misma columna sino explicadas con anterioridad en la sección 2.4.1.6 o sea; que para los resultados que están o aparecen en la latitud, multiplicamos la distancia de cada línea por el Coseno del rumbo (proyección N-S) y para las longitudes multiplicamos la distancia también de cada línea, con el Seno del rumbo (proyección E-W). Para comprender donde colocaremos cada valor, únicamente es suficiente con observar la columna cuatro y darnos cuenta que en el extremo izquierdo de cada ángulo, existe la letra que identifica la línea de donde fue medido; en este caso hay un norte, dos sures y luego dos nortes nuevamente y es en esta forma como están colocados en esta columna (octava), así también para las longitudes vemos en la columna cuatro que en el extremo derecho hay dos estes y siguen tres west y es así como están colocados los valores, es decir en ese orden; y bajo ese signo.

Si nosotros omitimos las columnas seis y siete debido a que contamos por ejemplo con una calculadora HP(HEWLETT PACKARD) 34C, 29C, 25C, etc, o cualquier otra que contenga las funciones necesarias, los valores se obtienen de la manera siguiente:

a. Tomar el ángulo deseado (por ejemplo 15°30') y convertirlo todo en grados mediante tecla → H, dando un dispositivo de 15.50°.

b. Poner la distancia correspondiente a ese ángulo, la cual es 720.48 Mts. En este momento este valor lo tenemos en la pantalla (x), y el anterior valor pasó a la memoria automática (y).

c. Oprimir la tecla de función (f) y luego la tecla de radián (→ R) el valor que aparece en este momento es igual a 694.28. El primer valor será siempre el de la proyección N-S (latitud).

d. Apretar luego tecla x ⪌ y donde aparecerá el valor de la proyección E-W (Longitud) e igual a 192.54.

En resumen, los pasos son:

Grados, minutos y segundos:

→ H

Distancia horizontal:

f

→ R

⇒ valor de la latitud.

x ⇄ y

⇒ valor de la longitud

Si queremos obtener resultados más rápidos, porque no nos interesa dejar plasmados demasiados datos, utilizamos el proceso anterior sólo que no trabajamos con los rumbos sino con los azimutes. La ventaja está en ahorrar tiempo y trabajo pues nos da de una sola vez los signos en cada valor, evitando tener que usar la columna No. cuatro que era la que nos servía para dicho propósito. Lógicamente debemos tener en mente que el norte es positivo, el sur negativo, etc, signos que aparecen en la octava columna.

Es importante hacer notar que en estos dos procesos no tuvimos que recurrir a las columnas 6 y 7, lo cual viene a confirmar que no son del todo necesarias cuando utilizamos una calculadora electrónica, reduciendo por ende cálculos y espacio.

Generalmente el proceso de cálculo descrito, se puede desarrollar de una forma similar, si utilizamos para ello cualquier calculadora electrónica que tenga la capacidad de transformar coordenadas polares a coordenadas cartesianas.

2.4.3 CALCULO DEL ERROR DE CIERRE:

Para el cálculo del error de cierre, aquí en Guatemala, debemos regirnos bajo el decreto número 1786, ley del reglamento para trabajos de agrimensura, en capítulo III, -

artículo 35. Este artículo nos da las tolerancias para cierre en distancias para terrenos de fácil y difícil medición.

Textualmente dice:

* Error de abertura de lo medido a rumbo y distancia en terreno de fácil medición por unidad.

$$e_u \leqslant 0.003$$

* Error de abertura por el mismo procedimiento en terreno de difícil medición.

$$e_u \leqslant 0.005$$

2.4.3.1 PROCEDIMIENTO PARA LOS CALCULOS DEL ERROR DE CIERRE UNITARIO:

Continuando con el ejemplo anterior (Figuras - 107 y 108) para facilidad en la comprensión de los cálculos, tenemos que:

a. Sumamos las proyecciones norte y sur (datos en columna 8).

$$\Sigma N = 847.28$$
$$\Sigma S = 847.99$$

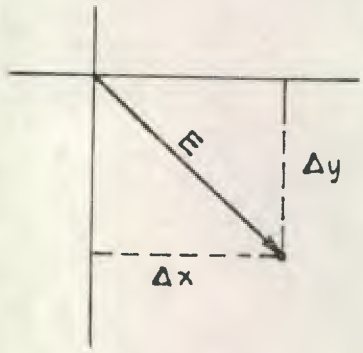
b. Restamos las sumatorias norte menos las sumatorias sur, para obtener el error de cierre sólo de proyecciones "Y"

$$\Delta Y = |\Sigma N| - |\Sigma S| = 847.28 - 847.99$$
$$\Delta Y = - 0.71$$

c. Restamos las sumatorias este menos las sumatorias W est para obtener el error de cierre sólo de proyecciones "X".

$$\Delta X = |\Sigma E| - |\Sigma W|$$
$$= 716.50 - 715.97 = + 0.53$$

Tómese nota que pudimos sólo restar en cada -- proyección, del total mayor el total menor, para - que nos de siempre la resta positiva, pero el signo nos ayuda a ver como está el corrimiento con respec to al eje. Más adelante notaremos que el signo no influye por elevarse estos a valores al cuadrado.



* ERROR TOTAL DE CIERRE EN LA DISTANCIA (E):

$$E = \sqrt{(\Delta X)^2 + (\Delta Y)^2} = \sqrt{(+0.53)^2 + (-0.71)^2}$$
$$E = \sqrt{0.28 + 0.50} = \sqrt{0.785}$$
$$E = 0.886 \cong 0.89$$

* ERROR UNITARIO (e_u)

$e_u = \frac{E}{\Sigma D}$ Donde: ΣD = a la suma de las distancias horizontales.

ΣD = 2466.05 (de columna 5).

$$e_u = \frac{0.89}{2466.05} = 0.00036 \cong 0.0004$$

Comparando con la ley de agrimensura:

$e_u = 0.003 = 1/333$

0.0004 < 0.003
lo cual implica que está correcto por estar -- dentro de las tolerancias.

2.4.4 COMPENSACION:

La distribución del error para cierre en distancia, debe ser compensado, proporcional a los valores de las proyecciones calculadas, como se detallará seguidamente.

* CORRECCIONES UNITARIAS (Cy), (Cx).

$$Cy = \frac{\Delta Y}{\Sigma(N+S)} = \frac{0.71}{(847.28 + 847.99)} = 0.000419$$

$$Cx = \frac{\Delta X}{\Sigma(E+W)} = \frac{0.53}{(716.50 + 715.97)} = 0.000370$$

Estos serán los factores que dan origen a la columna 9, Fig. 109; llamada CORRECCIONES. La columna se forma multiplicando cada factor con los valores correspondientes a - las latitudes o longitudes dependiendo del factor con el - que estemos trabajando (Cy ó Cx), es decir:

A Lat. por Cy
A Long. por Cx

Ejemplo:

A las latitudes de cada línea (estación a P.O.)
= 0.000419 x 255.88 = 0.11

A las longitudes de cada línea (Estación a P.O.)
= 0.000370 x 125.72 = 0.05

NOTA: Los signos de corrección de cada valor se utilizan - bajo el criterio expresado a continuación. "LA CORRECCION - SERA NEGATIVA PARA LA SUMA MAYOR Y POSITIVA PARA LA SUMA MENOR.

Aplicando este criterio o norma en nuestro ejemplo, tenemos que; como $\Sigma S > \Sigma N$ la corrección a toda latitud - será aditiva para los N y substractiva para los S, así como en las longitudes la $\Sigma E > \Sigma W$ por lo que se suma a los W y se resta a los E.

8 9

COORDENADAS PARCIALES				CORRECCIONES	
Latitud d Cos R		Longitud d Sen R			
Proyecciones		Proyecciones		A	A
+N	-S	+E	-W	Latitud	Longitud
255.88		125.72		+ 0.11	- 0.05
	153.71	590.78		- 0.07	- 0.22
	694.28		192.54	- 0.29	+ 0.07
202.91			6.02	+ 0.08	+ 0.00
388.49			517.41	+ 0.16	+ 0.19
847.28	847.99	716.50	715.97	Σ=0.71	Σ=0.53

$\Delta y = 0.71$ $\Delta x = 0.53$

Fig. 109

Como una comprobación de la columna de las correcciones:

$$\Sigma Cy = \Delta Y$$
$$\Sigma Cx = \Delta X$$

Esta sumatoria es sin tomar en cuenta el signo. Además es importante que tengamos en consideración que cuando hagamos la suma, casi siempre, no nos da el mismo valor, es decir, puede ser mayor o menor que éste (pero nunca muy variable); pero cuando esto suceda podemos aumentar a la cantidad más pequeña o quitar a la grande, también habrán ocasiones en que debemos combinar ambas.

En nuestro ejemplo la suma de las correcciones a las latitudes, me había dado 0.70, por lo que opté por sumar un 0.01 al número más pequeño el cual era 0.06 correspondiente a la segunda línea (1-2). En las longitudes dió exacto.

Si hay duda en saber el porqué de la diferencia, les diré que es únicamente por no tomar todos los decimales en consideración. Como opinión personal es más que suficiente trabajar en este caso con dos decimales.

Si utilizamos la calculadora (indicada con anterioridad), el proceso es rápido pues el factor, que es siempre el mismo, lo introducimos a la memoria (tecla Sto). Estando en la memoria para obtener los resultados apretamos tecla RCL, luego ponemos la cantidad deseada y multiplicamos, esto sin tener que poner ENTER ↑.

Factor = 0.000419
Sto 1,2,3,..., etc.
Latitud o longitud = 255.88
RCL 1,2,3,..., etc.
X
= 0.11

Como tenemos el factor en la memoria, nuestras operaciones se reducen a tres, para los resultados posteriores.

a. Ponemos en pantalla Lat. o Long.
b. Oprimir RCL 1
c. Multiplicar (Tecla x).

En la Fig. 110 se colocan los resultados de la columna No. 10. Dicha columna se origina únicamente restando o sumando los valores de la columna 9, de los valores de la columna 8. El único cuidado será en restar latitudes con los datos de corrección a latitud y a las longitudes las co rrecciones correspondientes a longitud. El signo que aparece a lado izquierdo del resultado, proviene de la columna 8 (positivo para norte, negativo para el sur, etc.).

9		10	
CORRECCIONES		COOR. PARCIALES COMPENSADAS	
A Latitud	A Longitud	Latitud	Longitud
+ 0.11	- 0.05	+255.99	+ 125.67
- 0.07	- 0.22	-153.64	+ 590.56
- 0.29	+ 0.07	-693.99	- 192.61
+ 0.08	+ 0.00	+202.99	- 6.02
+ 0.16	+ 0.19	+388.65	- 517.60
		Σ= 0.00	Σ= 0.00

Chequeo obligado.

CALCULO DE COOR. PARC. COMPENSADAS.
Fig. 110

Para chequeo de la columna 10, siempre la suma algebráica (con signos) de las latitudes, como de las longitudes, debe de ser igual a cero.

2.4.5 CALCULO DE COORDENADAS TOTALES DE CADA PUNTO:

Las coordenadas totales aparecen en la columna No. 11 de la Fig. 111. Son útiles en una gran variedad de cálculos, inclusive para: determinar las longitudes y las direcciones de líneas, cálculo de áreas, para ciertos cálculos de curvas, localizar puntos inaccesibles, son también útiles para trazar poligonales en mapas de control, etc,etc. Como podemos darnos cuenta, son muy importantes, debemos entonces, tener mucho cuidado para su cálculo.

Para los cálculos puede tomarse arbitrariamente una de las estaciones de una poligonal como origen de coordenadas. Para evitar valores negativos, puede suponerse un origen que se encuentre al sur y al poniente de la poligonal, y que sea tal que una estación tenga las coordenadas X = 1000, Y = 1000, o cualesquiera otros valores adecuados. En una poligonal cerrada, si se asigna Y = 0 al punto situado más al sur y X = 0 al punto situado más al oeste se ahorrará tiempo en los cálculos.

En nuestro caso tomaremos arbitrariamente las coordenadas del punto (Estación) 0 como 00.00 y 00.00. Las coordenadas totales de la columna once serán las que corresponden a los valores de los puntos observados (P.O.), de la columna dos; veámos:

La coordenada Y del punto No. 1 es igual a 00.00 (de la estación cero) más la suma algebraica de la coordenada parcial compensada (columna 10) de las latitudes, proyección meridiana de 0 a 1:

$$00.00 + 255.99 = + 255.99$$

La coordenada X del punto 1 es igual a 00.00 (de la estación cero) más la suma algebraica de la coordenada parcial compensada (columna 10) de las longitudes, proyección paralela de 0 a 1:

$$00.00 + 125.67 = + 125.67$$

1 2 10 11

EST.	P.O.	COOR. PARCIALES COMPENSADAS		COORDENADAS TOTALES	
		Latitud	Longitud	Y = 0.00	X = 0.00
0	1	+255.99	+125.67	+255.99	+125.67
1	2	-153.64	+590.56	+102.35	+716.23
2	3	-693.99	-192.61	-591.64	+523.62
3	4	+202.99	- 6.02	-388.65	+517.60
4	0	+388.65	-517.60	00.00	00.00

CALCULO DE COORDENADAS TOTALES

Fig. 111

Para el punto No. 2 la coordenada Y es igual a -- +255.99 (de estación uno) más la suma algebraica de la coordenada parcial compensada de las latitudes, proyección meridiana de 1 a 2.

$$255.99 + (-153.64) = +102.35$$

La coordenada X es igual a +125.67 (de estación uno) más la suma algebraica de la coordenada parcial compensada de la proyección paralela de 1 a 2:

$$125.67 + 590.56 = +716.23$$

y así sucesivamente. Nótese que para poligonales cerradas, si se suman finalmente las proyecciones del último lado -- (4 a 0), se obtiene como comprobación las coordenadas de la estación incial. Es decir que si en lugar de haber tomado coordenadas arbitrarias para el punto 0, se sabría que dicho punto es conección de otro polígono cuyo resultado dió coordenadas para ese punto, por ejemplo de 5000 y 5000; el valor del primer cálculo (para hallar coordenadas del punto uno) no tendría el mismo resultado de las coordenadas parciales compensadas (columna 10); lo cual si ocurre siempre cuando asumimos al principio valores de 00.00 y 00.00, comparen valores de línea 0-1 en columnas 10 y 11. También al final como comprobación el último valor tendría que dar -- 5000 y 5000.

Para ilustrar lo descrito anteriormente asignaremos a la estación 0 coordenadas 5000 y 5000. El proceso es -- exactamente el mismo, lo diferente de los resultados de la Fig. 112 es el valor de cada coordenada para cada punto o - estación provocado por el valor inicial. Cada estudiante - deberá comprobar los resultados como ejercicio.

1	2	10		11	
EST.	P.O.	COOR. PARCIALES COMPENSADAS		COORDENADAS TOTALES	
		Latitud	Longitud	Y = 5000	X = 5000
0	1	+255.99	+125.67	+5255.99	+5125.67
1	2	-153.64	+590.56	+5102.35	+5716.23
2	3	-693.99	-192.61	+4408.36	+5523.62
3	4	+202.99	- 6.02	+4611.35	+5517.60
4	0	+388.65	-517.60	+5000.00	+5000.00

CALCULO DE COORDENADAS TOTALES CON VALOR INICIAL

Fig. 112

2.4.6 METODO DEL CALCULO DE AREA:

Una de las razones para hacer el levantamiento de - un terreno es determinar el área delimitada por los linderos, para incorporarla en una descripción de los límites de propiedad y de los vértices en las escrituras.

Las operaciones de medición de áreas, subdivisión de superficies y determinación de colindancias pertenecen a las ramas de topografía llamadas Agrimensura y Agrodesia. - Las unidades de área que se emplean generalmente en Guatemala son el metro cuadrado (m^2) y la hectárea (Ha = 10000 m^2).

2.4.6.1 POR COORDENADAS TOTALES:

Como se indicó en la teoría, este método es comunmente llamado en nuestro medio METODO MATRICIAL. Este procedimiento es el más rápido para la obtención del área de polígonos de cualquier tamaño, sólo es necesario considerar los signos algebraicos de las coordenadas (en multiplicaciones y sumas o restas) y además podemos seleccionar un origen adecuado para hacer que todas sean positivas. La ventaja de asignar X = 00.00 al punto situado más al oeste y Y = 00.00 para la estación situada más al sur es, como ya dijimos, de aminorar el trabajo, debido a que cuatro productos resultan iguales a cero. Regresemos con el ejemplo, columna once.

Cumple con que la estación inicial se repite al final.

11

COORDENADAS TOTALES		EST.	P.O.
00.00	00.00	0	
+255.99	+125.67	0	1
+102.35	+716.23	1	2
-591.64	+523.62	2	3
-388.65	+517.60	3	4
00.00	00.00	4	0

$$2\ Area = (0 \times 125.67) + (255.99 \times 716.23) + (102.35 \times 523.62) + (-591.64 \times 517.60) + (-388.65 \times 0) - \{(0 \times 255.99) + (125.67 \times 102.35) + (716.23 \times -591.64) + (523.62 \times -388.65) + (517.60 \times 0)\}$$

$$2\ Area = -\ 69292.6393 - (-614392.9057)$$

$$Area = \frac{545100.2664}{2} = 272{,}550.1332\ m^2$$

Como una Ha = 10,000 m^2	1 m^2 = 1.43114986 Vrs^2
una Ar = 100 m^2	1 cab = 645816.12 Vrs^2
una Ca = 1 m^2	1 Mz = 10,000 Vrs^2

Estos datos provienen de nuestras tablas (Sección - 1.5.4), y como notamos, sólo es de ir corriendo el punto por cada cero existente.

$$Area = 27\ Ha\ 25\ Ar\ 50.13\ m^2$$

Para convertir este valor a varas cuadradas (Vrs^2), lo multiplicamos por 1.43114986.

$$Area = 390060.085\ Vrs^2$$

Para ver cuantas manzanas hay sólo basta con correr el cero cuatro valores a la izquierda.

$$Area = 39\ Mz\ 0060.85\ Vrs^2 \quad ó$$
$$39\ Mz\ 60.85\ Vrs^2$$

Como una caballería es igual 64.581612 Mz, en este caso no es necesario encontrar dicho valor por ser evidente que no llega a las 64 Mz.

El valor se representa en esta forma:

$$\text{Area} = 27\ \text{Ha}\quad 25\ \text{Ar}\quad 50.13\ \text{Ca}$$
$$= 00\ \text{Cab}\ 39\ \text{Mz}\quad 60.85\ \text{Vrs}^2$$

Ahora comparemos con el ejemplo en el cual no empezamos con coordenadas 00.00 y 00.00.

11

EST.	P.O.	COORDENADAS TOTALES	
0		+ 5000.00	+ 5000.00
0	1	+ 5255.99	+ 5125.67
1	2	+ 5102.35	+ 5716.23
2	3	+ 4408.36	+ 5523.62
3	4	+ 4611.35	+ 5517.60
4	0	+ 5000.00	+ 5000.00

$$\begin{aligned} 2\ \text{Area} = {} & (5000 \times 5125.67) + (5255.99 \times 5716.23) + (5102.35 \times 5523.62) + (4408.36 \times 5517.60) + (4611.35 \times 5000) \\ & - \{(5000 \times 5155.99) + (5125.67 \times 5102.35) + (5716.23 \times 4408.36) + (5523.62 \times 4611.35) + (5517.60 \times 5000).\} \end{aligned}$$

$$2\ \text{Area} = 131236557.4 - (+\ 130691457.1)$$

$$\text{Area} = 272550.150\ \text{m}^2$$

Es claro que el área es la misma que la anterior y la pequeña diferencia estriba en los decimales. Este resultado es más trabajoso, debido a que tuvimos valores iniciales y que sus coordenadas tienen cantidades mayores también; aunque hay ventaja por ser todas positivas, pues evitan confusión en los signos.

En la teoría correspondiente a esta parte (Sección

2.4.1.7) se indica por medio de fórmula que las coordenadas de la primera línea (0 a 1) se repiten nuevamente al final, siguiendo este procedimiento tenemos que la figura 111 y 112 se transforman en la figura 113.

1	2	11		11	
EST.	P.O.	COORDENADAS TOTALES DE LA FIG. 111		COORDENADAS TOTALES DE LA FIG. 112	
0	1	+255.99	+125.67	+5255.99	+5125.67
1	2	+102.35	+716.23	+5102.35	+5716.23
2	3	-591.64	+523.62	+4408.36	+5523.62
3	4	-388.65	+517.60	+4611.35	+5517.60
4	0	00.00	00.00	+5000.00	+5000.00
0	1	+255.99	+125.67	+5255.99	+5125.67

Fig. 113

Si seguimos el procedimiento explicado para el cálculo del área nos dará el mismo resultado, compruébelo. Lo que se cambió en la Fig. 113, fue únicamente el orden de un producto y se deja al criterio del estudiante la opción de escoger una de las dos formas presentadas para su colocación (figuras 111 y 112 ó la Fig. 113).

Como consejo personal se recomienda las formas presentadas al principio (Fig. 111 y 112) debido a que en ellas podemos visualizar y además recordar, de tener presente las coordenadas de la estación inicial)Est. 0), la cual puede tener valores arbitrarios o nó pero que en el proceso del - Pensylvania son pasadas por alto en la mayoría de los casos aún cuando nos de bien el resultado del área por solo seguir un procedimiento, pudiendo ser que el valor de las coordenadas sea distinto o sea el punto tener otra posición.

2.4.6.2 POR DOBLES DISTANCIAS:

Para el cálculo del área por este método debemos de agregar más columnas al Pensylvania.

* CALCULO DE LAS DDE y DDM:

Como se mencionó en la teoría en lo referente a esta parte, el valor de cada línea se calcula sumando algebraicamente el valor de la coordenada total Y ó X (columna 11) de la línea anterior, con el valor de la coordenada de la línea a calcular, es decir:

El DDE de la primera línea (0 a 1) se suma con la coordenada anterior.

+255.99 + 00.00 = +255.99

El DDM de la misma línea es +125.67 + 00.00 = +125.67. Aquí volvemos a ratificar la importancia de colocar los valores como en las figuras 111 y 112.

El DDE de la línea 2 a 3 es -591.64 + 102.35 = -489.29 y su DDM sería +523.62 + 716.23 = +1239.85, etc. Este proceso se hace para cada línea y da origen a las columnas 12 y 13 de la Fig. 114.

1	2	11		12	13
EST.	P.O.	COORDENADAS TOTALES		DDE	DDM
		Y	X		
0	1	+255.99	+125.67	+225.99	+ 125.67
1	2	+102.35	+716.23	+358.34	+ 841.90
2	3	-591.64	+523.62	-489.29	+1239.85
3	4	-388.65	+517.60	-980.29	+1041.22
4	0	00.00	00.00	-388.65	+ 517.60

CALCULO DE DDE Y DDM
Fig. 114

Seguidamente calculamos la columna 14, en la cual representamos las dobles áreas (Ver Fig. 115). Los resultados se obtienen en forma directa, es decir, que aplicamos la fórmula que aparece en la misma figura (explicada en la parte teórica) en donde intervienen las columnas 10, 12 y 13. Debemos de tomar en cuenta los signos a la hora de multiplicar y los productos positivos se colocarán en una columna distinta a la de donde se colocarán los negativos.

1	2	10		12	13
EST.	P.O.	COOR. PAR. COMP.		DDE	DDM
		Latitud	Longitud		
0	1	+255.99	+125,67	+255.99	+125.67
1	2	-153.64	+590.56	+358.34	+841.90
2	3	-693.99	-192.61	-489.29	+1239.85
3	4	+202.99	- 6.02	-980.29	+1041.22
4	0	+388.65	-517.60	-388.65	+517.60

14

DOBLES AREAS			
Lat. Comp. x DDM		Long. Comp. x DDE	
+	-	+	-
32170.26	129349.52	32170.26	
	129349.52	211621.27	
	860443.50	94242.15	
211357.25		5901.35	
201165.24		201165.24	

Sumatoria: 444692.75 989793.02 545100.27 000.00

Diferencia Diferencia

2A = 545100.27 545100.27

A = 272550.14

Como son iguales, implica que está correcto.

Fig. 115

Notarán que el resultado del área es el mismo que - por el método anterior (por coordenadas totales). La venta ja de este procedimiento es que automáticamente comprobamos el resultado, pues el valor de la diferencia de un lado debe ser igual a la diferencia del otro. Si cumplimos con esa condición, como en nuestro caso, el resultado obtenido será igual al doble del área de dicho polígono.

En general todos los cálculos importantes de inge-- niería deben verificarse utilizando métodos diferentes o re pitiendo las operaciones varias veces, lo cual ocurre en el primer método, también se puede haciendo el cálculo dos per sonas por el mismo procedimiento y luego comparar resulta-- dos. Si se hace el cálculo por dobles distancias, no es ne cesario repetir operaciones, aunque el proceso es un poco - más largo, nos dá la plena seguridad en el resultado, lógi- camente si cumple con los requisitos antes mencionados. En caso de que no cumplan se deberá de encontrar el error qui- zá ocasionado a consecuencia de una mala suma, resta, multi plicación o en la colocación de un signo. En Guatemala, es requisito indispensable la utilización de este método en to da medida legal.

2.4.7 CALCULO DE DISTANCIAS, RUMBOS, AZIMUT, EN FUNCION DE COORDENADAS TOTALES:

En muchas ocasiones al topógrafo no le es posible colocar el aparato sobre los puntos o vértices reales de una propiedad, por lo que tiene que determinarlos mediante radiaciones, o sea, anotando su azimut y distancia desde la estación correspondiente. Esto le puede ocurrir no solamente en la línea de cierre sino también en puntos intermedios o en todo su caminamiento, formando en este último caso, la medida de un polígono base o auxiliar y no del polígono real. Como consecuencia nos damos cuenta que el cálculo de un rumbo a partir de las coordenadas conocidas de dos puntos de una línea es un problema común en la medición de linderos. Si se conocen las longitudes y las direcciones de las líneas que van de las estaciones del polígono base a los vértices del lindero de un terreno, podemos determinar las coordenadas de dichos vértices, así como las longitudes y rumbos de todos los lados calculados.

Recordemos entonces que:

$$\text{Proyec}_y\ \overline{AB} = Y_B - Y_A = \Delta Y = \text{Dif. latitudes} \qquad (1)$$

$$\text{Proyec}_x\ \overline{AB} = X_B - X_A = \Delta X = \text{Dif. longitudes} \qquad (2)$$

Siendo X_A, Y_A, X_B, Y_B las coordenadas rectangulares de A y B respectivamente. Si nococemos las proyecciones de una línea, podemos obtener la longitud y el rumbo (o el acimut) de la misma por medio de las relaciones siguientes:

$$\tan^{-1} \text{Rum} = \frac{\text{Proyec. X}}{\text{Proyec. Y}} \qquad (3)$$

ó

$$_AR_B = \tan^{-1} \frac{\text{dif. longitudes}}{\text{dif. latitudes}}$$

$$\text{Longitud} = \frac{\text{Proyec. X}}{\text{Sen Rum}} \tag{4}$$

$$= \frac{\text{Proyec. Y}}{\text{Cos Rum}} \tag{5}$$

$$= \sqrt{(\text{proyec X})^2 + (\text{proyec Y})^2} \tag{6}$$

$$= \sqrt{(\text{Dif longi})^2 + (\text{dif latitudes})^2}$$

Sustituyendo las ecuaciones 1 y 2 en las ecuaciones 3 y 6 se obtiene:

$$\tan \text{Rum } \overline{AB} = \frac{X_B - X_A}{Y_B - Y_A} = \frac{\Delta X}{\Delta Y} \tag{7}$$

$$\text{Long } \overline{AB} = \frac{X_B - X_A \ (\text{ó } \Delta X)}{\text{Sen Rum } AB} \tag{8}$$

$$= \frac{Y_B - Y_A \ (\text{ó } \Delta Y)}{\text{Cos Rum } AB} \tag{9}$$

$$= \sqrt{(X_B - X_A)^2 + (Y_B - Y_A)^2} \tag{10}$$

$$= \sqrt{\Delta X^2 + \Delta Y^2} \tag{11}$$

Las fórmulas anteriores pueden aplicarse a cualquier línea cuyas coordenadas se conozcan, ya sea que se hayan o no medido realmente en el levantamiento.

Con el propósito de que el estudiante visualice y se familiarice con estas fórmulas, presentaremos a continuación tres ejemplos que representan los casos típicos o los más comunes en la aplicación de las mismas.

* Ejemplo uno:

Supongamos que se requiere la longitud y el rumbo de una LINEA DE CIERRE, como la línea BE de la figura 116 y la tabla de la figura 117.

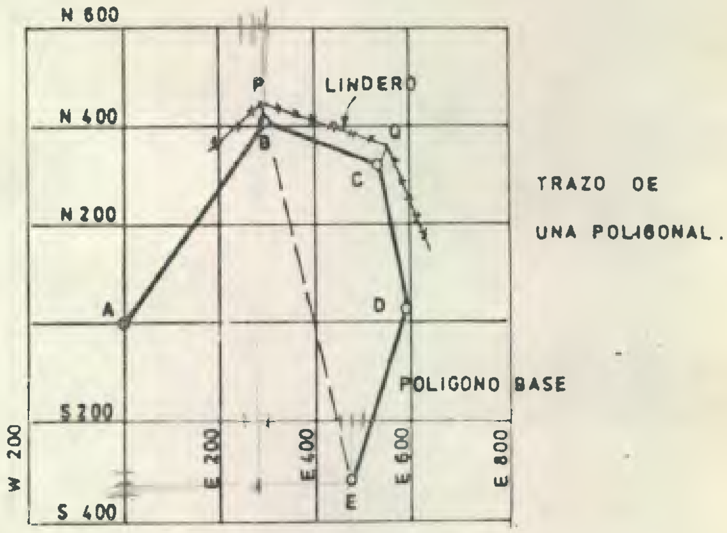


FIG. 116.

La diferencia entre las coordenadas X y Y de los vértices B y E son +173.30 Mts y -719.20 Mts, entonces:

$$\tan^{-1} \text{Rum BE} = \frac{173.30}{719.20} \text{ y Rum BE} = S\ 13°\ 33'\ E$$

El cuadrante del ángulo sale de la figura 101 - donde se explicó la simbología de cada ángulo, según el signo de las proyecciones en este caso (+, -) corresponde al segundo cuadrante (SE).

$$\text{Long BE} = \frac{719.2}{\text{Cos } 13°33'} = \sqrt{(173.3)^2 + (719.2)^2}$$

$$= 739.8 \text{ Mts.}$$

VERT.	LONGITUD	RUMBO	PROYECCIONES N	S	PROYECCIONES E	W	COORDENADAS Y	X
A							0.0	0.0
	500.5	N 35°30'E	407.5		290.6			
B							+407.5	+290.6
	251.6	S 70°10'E		85.4	236.7			
C							+322.1	+527.3
	310.4	S 10°50'E		304.9	58.3			
D							+ 17.2	+585.6
	350.7	S 20°18'O		328.9		121.7		
E							-311.7	+463.9
							-(+407.5)	-(+290.6)
							Dif.-719.2	+173.3

CALCULO PARA UNA LINEA DE CIERRE
Figura 117

* Ejemplo Dos:

En la misma figura 116, BC es una línea de POLIGONO BASE y PQ la línea de propiedad o POLIGONO REAL que no puede medirse directamente debido a obstáculos. Las longitudes y los acimutes medidos son: Para BP 42.5 Mts. y 354°50'; para CQ, 34.6 Mts y 26°40'. Partiendo de las proyecciones Y y X de estas líneas pueden determinarse - las coordenadas de P y Q como sigue:

	Y	X		Y	X	
B	+407.5	+290.6	C	+322.1	+527.3	← Coordenadas totales B y C
BP	+ 42.3	- 3.8	CQ	+ 30.9	+ 15.5	← Proyecciones radiaciones
P	+449.8	+286.8	Q	+353.0	+542.8	← Coordenadas totales P y Q

BP y CQ son radiaciones, lo que implica que éstas no se compensen, en el proceso del Pensylvania, por lo tanto sus valores de latitud y longitud pasan directamente a la columna de coordenadas parciales compensadas y se suman algebraicamente, de las coordenadas totales -

correspondientes a los vértices del cual se midió la raciación, dando como resultado, las coordenadas totales - de los puntos P y Q.

A partir de las coordenadas de P y Q, la longitud y el rumbo de la línea PQ se encuentran utilizando - las fórmulas explicadas al principio dando origen a colocar los valores de la siguiente manera:

	Y	X
Q	+353.0	+542.8
P	-(+449.8)	-(+286.8)
PQ dif.	- 96.8	+256.0

$$\tan^{-1} \text{Rum PQ} = \frac{256.0}{96.8} \quad \text{y Rum PQ} = \text{S } 69°17'\text{E}$$

$$\text{Long PQ} = \frac{256}{\text{sen } 69°17'} = 273.7 \text{ Mts}$$

Continuando con la aplicación de este método a todo el terreno pueden determinarse las coordenadas de todos los vértices y las longitudes y los rumbos de todas las líneas.

* Ejemplo tres:

Con los datos de la libreta de campo Figura 118 obtuvimos el dibujo de la Figura 119, como podrán notar, existe una línea discontinua y otra continua; la primera representa las medidas que no forman parte de los linderos o polígono real, mientras que la segunda sí lo representa. Como una norma se acostumbra identificar a las estaciones con números enteros, los cuales forman el polígono base o auxiliar y con números decimales o letras, a las radiaciones. Procedamos entonces a calcular las - coordenadas totales del polígono base. Con el objeto de

1

Fecha 2 Junio 84 Lib. de Camp. No. 20 Pag. 1

Operador J.A.M.C. Lib. de Oficina No. 4 Pag. 30

Localización ...... Km. NW SE de Guatemala-Ruta No. 5

Descripción de la Línea: Medición con cinta

E	Po	Az.	Dist. medida.
0	0.1	351°00'	12.00
	1	86°50'	48.00
1	1.1	1°30'	8.00
	2	196°55'	43.00
2	3	280°00'	52.00
3	0	27°58'	33.47
			Σ 176.47

2

Fecha ...... Lib. de Camp. No. 20 Pag. 2

Operador ...... Lib. de Oficina No. 4 Pag. 30

Localización ...... Km. NW SE de Guatemala-Ruta No. 5

Descripción de la Línea:

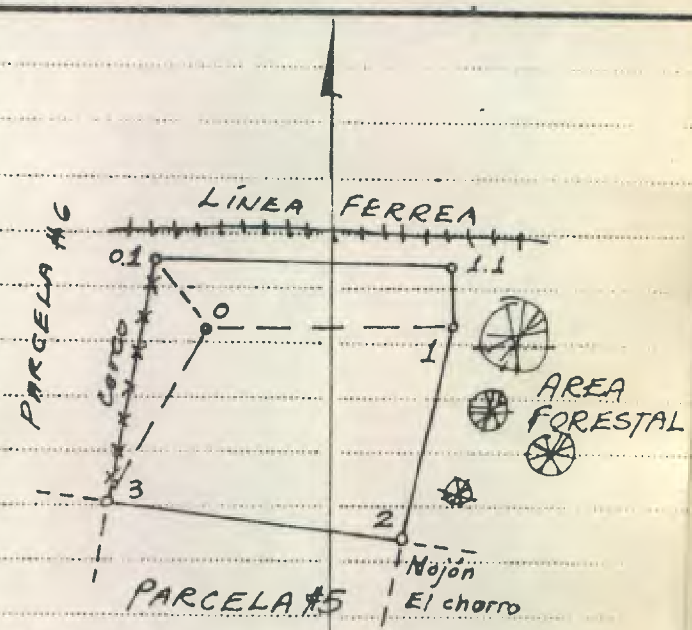


FIG. 118.

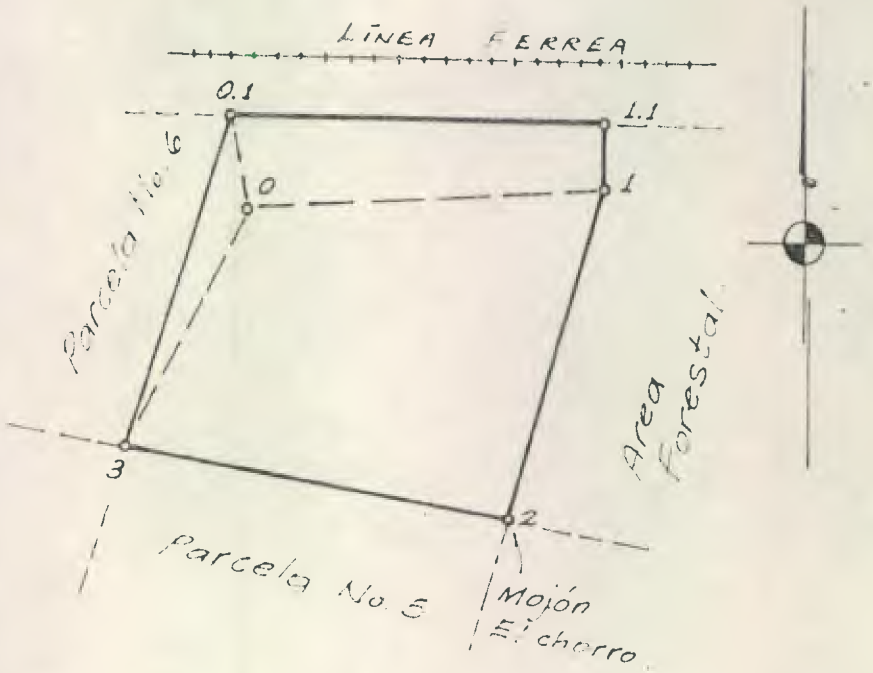


FIG. 119

visualizar como se colocan los datos de las radiaciones, y evitar equivocaciones al tomar un valor que no corresponde al polígono base se presenta en la tabla siguiente el proceso de cálculo de dicho polígono.

1	2	3	4	5			6		
EST.	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA	LATITUDES		CO-RREC.	LONGITUDES		CO-RREC.
				+ NORTE	− SUR		+ ESTE	− OESTE	
0	0.1	351°00'	12.00						
0	1	86°50'	48.00	2.65		0.0	47.93		+.03
1	1.1	1°30'	8.00						
1	2	196°55'	43.00		41.14	+.05		12.51	−.01
2	3	280°00'	52.00	9.03		−.01		51.21	−.04
3	0	27°58'	33.47	29.56		−.04	15.70		+.01
			Σ=176.47	41.24	41.14	0.10	63.63	63.72	0.09

$e_u = 0.00076 < 0.003$ $\Delta y = 0.10$ $\Delta x = -0.09$

$C_y = \frac{\Delta y}{\Sigma N + \Sigma S} = 0.0012$ $C_x = \frac{\Delta x}{\Sigma E + \Sigma W} = 0.000707$

	7		8	
	COORDS. PARC. COMP		COORDS. TOTALES	
P.O.	LATITUDES	LONGITUDES	Y	X
0.1	+11.85	- 1.88	+11.85	- 1.88
1	+ 2.65	+47.96	+ 2.65	+47.96
1.1	+ 8.00	+ 0.21	+10.65	+48.17
2	-41.19	-12.50	-38.54	+35.46
3	+ 9.02	-51.17	-29.52	-15.71
0	+29.52	+15.71	00.00	00.00
	00.00	00.00		

← Solo en este caso por ser las coordenadas de la estación 0, 00.00 y 00.00; las parciales compensadas son iguales a las coordenadas totales.

"Chequeo obligado" No se toman los valores de las radiaciones.

El proceso de cálculo, es el mismo que se explicó en el inciso 2.4.2. La diferencia estriba en que las radiaciones no se compensan, es decir, que sus proyecciones se colocan de una vez en la columna No. 7 (coord.Parc. comps). Para evitar confusiones en esto se recomienda -

colocar a todo lo largo de la línea alguna identificación como por ejemplo, un color, un asterisco, etc; en nuestro caso la identificamos con una linea discontinua.

En el cálculo de la columna 8 (Coords. totales), es donde debemos poner mucha atención en las radiaciones; es decir que para encontrar sus coordenadas totales debemos de sumar algebraicamente sus proyecciones con respecto a las coordenadas totales de la estación desde la cual fue medida y no confundirse tratando de aplicar los mismos conceptos aplicados a las figuras 111 y 112 en donde no existía ninguna radiación. Veamos:

Para calcular las coordenadas de la radiación 0.1, tomamos las coordenadas totales de la estación 0 las cuales son 0.00 y 00.00 (no tienen valor inicial) y las sumamos con las proyecciones de dicha radiación.

$$Y = 00.00 + 11.85 = +11.85$$
$$X = 00.00 + (-1.88) = -1.88$$

Si hubiera existido 2 ó más radiaciones en ese punto, supongamos una radiación 0.2, 0.3 0.4 etc, también se hubieran sumado cada una con respecto a coordenadas 00.00 y 00.00, y es precisamente en este punto donde me refería en tener cuidado, debido a que su orden de colocación, en el Pensylvania, sería una detrás de la otra, provocando confusión en la escogencia de las coordenadas con respecto a las cuales se tendrían que sumar las proyecciones; nótese que en la explicación de las figuras 111 y 112 se había dicho que sería las coordenadas del punto anterior las que sumadas con las proyecciones del nuevo punto (inmediato inferior) darían las coordenadas totales del mismo punto. Pero esto es coincidente en los casos en que todos los puntos son parte del caminamiento (no radiados) y que en su orden forman un polígono base y real (colindante) a la vez.

Una forma práctica y realmente sencilla de evitar confusiones en los cálculos para encontrar coordenadas totales, de cualquier punto (P.O.); no importando que este sea radiación, es el de colocar los datos tal y como se muestra en la tabla. Como verán la estación (columna No. 1) nos informa que de ella se sacarán las coordenadas del punto o radiaciones de esa línea (Est. a P.O.) es decir para las coordenadas de la radiación 0.1 se utilizaron las coordenadas de la estación 0 así como también las del punto 1, para encontrar las de la radiación 1.1 y 2 se utilizaron o se hicieron con respecto a las coordenadas de la estación 1 y así sucesivamente.

Obtenidas todas las coordenadas totales de todos los puntos (P.O.) procedemos a ordenarlos en una tabla, colocando en ella únicamente aquellos que formarán el polígono real (columna 6) y esto lo hacemos visualizando de nuevo el ploteo ilustrado en la figura 119.

1	2	3	4	5		6	
EST.	P.O.	DISTANCIA HORIZONTAL	RUMBO	COORDS.PARCS.COMPS.		COORDS. TOTALES	
				LATITUDES	LONGITUDES	Y	X
	0.1					+11.85	- 1.88
0.1	1.1	50.06	S88°37'36"E	- 1.20	+50.05	+10.65	+48.17
1.1	1	8.00	S 1°30'13"W	- 8.00	- 0.21	+ 2.65	+47.96
1	2	43.04	S16°52'54"W	-41.19	-12.50	-38.54	+35.96
2	3	51.96	N80°00'10"W	+ 9.02	-51.17	-29.52	-15.71
3	0.1	43.62	N18°29'05"E	+41.37	+13.83	+11.85	- 1.88
				Σ =00.00	00.00		

CHEQUEO

Sentido del cálculo.

Se podrá observar que nuestro propósito ahora - es el de encontrar los rumbos y distancias de cada línea como consecuencia de ello se trabajará el cuadro en sentido contrario; es decir de derecha a izquierda, llamándose comúnmente a este proceso, de inversión o simplemente regreso.

Para encontrar las coordenadas parciales compensadas de una línea se toman las coordenadas totales de la línea a encontrar y de ella restamos algebraicamente las coordenadas totales del punto anterior.

Para la línea 0.1 a 1.1:

Para latitud +10.65 - 11.85 = - 1.20

Para longitud +48.17 -(-1.88) = + 50.05

Si observamos bien el cálculo anterior, no es - más que la aplicación a cada línea de las fórmulas 1 y 2 como se mostró en el ejemplo uno, pero; en un proceso más largo (como nuestro ejemplo), es preferible hacerlo de la manera indicada, para mayor simplicidad en el cálculo.

Este procedimiento se hace para cada línea y la suma de cada proyección debe de ser igual a cero. Obtenidas nuestras coordenadas parciales compensadas (columna 5), calculamos nuestros rumbos de la manera siguiente

$$_{0.1}R_{1.1} = \tan^{-1} \frac{\text{dif. longitudes}}{\text{dif. latitudes}} = \tan^{-1} \frac{50.05}{1.2} = 88.63°$$

$$= S\ 88°37'36''\ E$$

Recordemos que los signos nos indican el cuadrante, en este caso (+, -); segundo cuadrante.

Luego procedemos a calcular la distancia horizontal de cada línea utilizando la fórmula 6:

$$\text{Longitud} = \sqrt{(+50.05)^2 + (-1.2)^2} = 50.06 \text{ Mts.}$$

2.5 REPRESENTACION DEL PLANO:

2.5.1 DATOS QUE DEBE INCLUIR:

Los mapas se clasifican de diversos modos según su finalidad o tipo; pero, en general, o forman parte de documentos de interés público (catastro, líneas jurisdiccionales) o constituyen la base para el proyecto y replanteo de obras. En todo mapa debe aparecer, en general, la siguiente información:

a. La dirección del meridiano.
b. Una escala gráfica y una nota en que se haga constar la escala a que está dibujado el mapa.
c. Un cuadro o clave con aquellos símbolos utilizados que difieran de los signos convencionales adoptados en el país de que se trate.
d. Una rotulación apropiada.
e. En los mapas topográficos debe figurar la equidistancia entre las curvas de nivel.

Además, los mapas catastrales deben contener la siguiente información:

1.° La longitud de cada línea.
2.° La orientación de cada línea o el ángulo entre rectas concurrentes.
3.° La situación de la zona de que se trate, referida a cierto sistema dado de coordenadas.
4.° El número de cada subdivisión, como parcelas, lotes etc.
5.° La situación y clase de las señales permanentes, referidas a puntos de apoyo.
6.° La situación y nombre de todas las carreteras, corrientes, mojones, etc.
7.° El nombre de todos los propietarios, incluso el de

los colindantes con la zona representada.

8.° Una descripción completa de los límites de la zona, con el rumbo y longitud de sus lados; también ha de figurar su área.

9.° Las firmas legalizadas de los propietarios de las fincas que figuran en el plano; si el terreno representado incluye una ciudad, han de figurar los nombres de todas las calles.

10.° Una certificación del topógrafo sobre la exactitud del plano de que se trate.

Pueden también agregarse notas aclaratorias a esta información como, p. ej., antecedentes que han servido para la formación del mapa, o la precisión del levantamiento, o datos de la superficie de nivel a que se refieren las cotas que figuran en el mapa.

Los planos para aplicaciones técnicas o para estudios y proyectos varios son tan numerosos, y sus características tan diferentes, que sería poco menos que imposible reseñarlos uno a uno. En general, los planos de esta clase llevan pocas acotaciones numéricas (a veces ninguna), ya que su importancia depende de la precisión en la situación de los detalles sobre el terreno más que de las mediciones en campo y de los resultados del cálculo.

Además de la información contenida en los apartados anteriores, los mapas indican las corrientes de agua, las orillas de los lagos, las costas, las carreteras y ferrocarriles, las líneas jurisdiccionales, algunos linderos importantes, las construcciones y, a veces, la clase y cultivo del suelo. Cuando no se señala el relieve del terreno, el mapa recibe el nombre de PLANO, de MAPA PLANIMETRICO o de PLANIMETRIA. Si el mapa representa el relieve del terreno se dice que es un MAPA TOPOGRAFICO. El relieve se indica, de ordinario, mediante CURVAS DE NIVEL, que son líneas que unen puntos de igual altura separadas unas de otras por una distancia constante, denominada EQUIDISTANCIA de las curvas de nivel.

2.5.1.1 DIRECCION DE NORTE USADO:

La dirección del meridiano se indica con una flecha cuya punta va dirigida al Norte, y con suficiente longitud para popoderse trasladar, paralelamente a sí misma, hasta cualquier punto del mapa. Es costumbre dibujar completa la punta correspondiente al norte verdadero, y dibujar sola media punta para el norte magnético. Cuando se dibujan los dos meridianos, se indica el ángulo que forman entre sí. La tendencia general es a dibujar las flechas de orientación demasiado gruesas y largas. La figura 120 representa unas flechas sencillas y elegantes.

Flechas de Orientación
figura 120

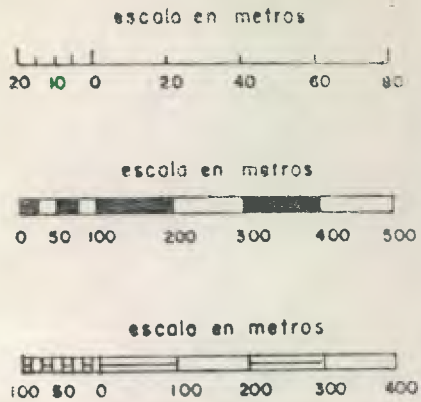
2.5.1.2 ESCALA:

La escala de un mapa es la relación constante entre cada distancia medida sobre el mismo y la correspondiente del terreno. La escala debe figurar en los mapas, porque estos no llevan acotaciones numéricas (salvo en los linderos de planos de parcelas). La escala puede figurar en los mapas, mediante una relación numérica o gráficamente, del modo que sigue:

1. Un centímetro del mapa representa un número entero en decímetros, metros, decámetros o hectómetros del terreno; p. ej., 1 cm = 50 m. Esta escala es la más corriente para las aplicaciones técnicas de los mapas, especialmente para la construcción de obras. En los mapas geográficos es frecuente que 1 cm del mapa represente un número entero de kilómetros en el terreno. Hay otro tipo de escalas en que un número entero de centímetros del mapa representa 1 km del terreno, p. ej., 15 cm = 1 km.

2. Una unidad de longitud del mapa representa determinado número de las mismas unidades en el terreno, p. ej., 1:25 000. A esta relación, entre una distancia en el mapa y la correspondiente en el terreno se le llama FRACCION REPRESENTATIVA. La escala es independiente de la unidad empleada y se utiliza mucho en los mapas geográficos y en los militares.

3. Escala gráfica es una recta dividida en distancias de mapa correspondientes a ciertas unidades de longitud del terreno. En la figura 121 se ven varias escalas gráficas; en la superior, 1 cm representa 20 m y en las inferiores, 1 cm = 100 m. Para no restar claridad a la parte principal de la escala, a veces se prolonga esta hacia la izquierda, con subdivisiones, como se ve en la primera y en la última de las escalas de la figura. En las escalas gráficas debe siempre aparecer la unidad de medida empleada.



Escalas Gráficas
figura 121

Las escalas numéricas antes citadas pueden conducir a errores si el papel de dibujo se encoge o estira, como sucede con frecuencia; pero estos errores no tienen gran trascendencia en la mayoría de las aplicaciones de los mapas. En cambio, un inconveniente de mucha importancia en estas escalas consiste en que los mapas se reproducen, frecuentemente, en tamaños distintos por métodos fotográficos. Cuando hay que determinar las distancias con gran precisión sobre el mapa SIEMPRE DEBEN ESTOS LLEVAR UNA ESCALA GRAFICA. Si conviene que figure la escala numérica, debe siempre hacerse constar que esta es la escala a que se dibujó o se publicó el mapa; p. ej., en una nota que diga: "Escala original, 1 cm = 100 m". Cuando se publica un mapa que es una ampliación considerable del original debe hacerse constar en la ampliación.

La escala debe figurar cerca del encabezamiento del mapa para que salte a la vista.

2.5.1.3 ROTULADO:

Es natural que se juzgue un mapa por la calidad de su rotulado, por lo que es de gran importancia que el delineante ponga gran atención en la disposición, tamaño y forma de las letras, de manera que el dibujo resulte claro y agradable a la vista. En los dibujos de máquinas y obras de fábrica, el rotulado ha de ser, ante todo, sencillo y claro; pero gran parte del dibujo de mapas requiere en el delineante cierto arte, sobre todo cuando los mapas han de ser usados o consultados por mucho público. El rotulado debe ser de un estilo apropiado al uso o destino de los mapas.

Para los DIBUJOS DE OFICINA, es decir, cuando el plano o mapa de que se trate no ha de ser de uso público, las letras más empleadas son las llamadas de PALO SECO (de estilo Reinhart), que se trazan fácil y rápidamente y se leen sin la menor dificultad. Las letras de palo seco pueden ser verticales, o de rotulado inclinado no resaltando en éstas los defectos de las letras como en el vertical. Conviene con frecuencia ensanchar o estrechar las letras sin alterar su altura para dar mayor variedad al rotulado. Cuando se reducen las dimensiones horizontales y las letras se disponen más juntas, se dice que el rotulado es comprimido, y en caso contrario, que es espaciado. Con frecuencia y acierto se combinan en un mismo dibujo letreros verticales e inclinados en sus dos acepciones de comprimidos o espaciados. Así, p. ej., los nombres de ríos pueden escribirse con mayúscu-- las inclinadas y separadas, los de calles con - mayúsculas verticales y separadas, los nombres de propietarios con minúsculas verticales norma les y las notas o advertencias con minúsculas - juntas e inclinadas.

En los dibujos que así lo requieran se - pueden emplear las letras GOTICA, ROMANILLA e - ITALICA. Las letras GOTICAS, con ligeras excep ciones, son análogas a las de palo seco, pero - de trazo más grueso. Las letras de PALO FINO - (de época), son una variante del estilo gótico, están formadas de trazos muy finos, que en las mayúsculas suponen más trabajo y dificultad que las góticas. En general, solo se emplean las - mayúsculas de este tipo.

2.5.1.4 TITULOS:

Los títulos deben confeccionarse de modo que salten bien a la vista. El mejor sitio para el título de un mapa es la esquina de la derecha de la parte inferior del papel, a menos - que la forma del mapa exija la colocación en - otro sitio distinto. El espacio ocupado por el título debe ser proporcionado al tamaño del mapa; generalmente se tiende a hacer el título de masiado grande. Debe centrarse cada renglón - del título, y la distancia entre los renglones ha de ser tal, que el título aparezca como un - todo bien equilibrado. Las diferentes leyendas del título deben tener un tamaño en relación con su importancia, empezando por el objeto principal del mapa o por el nombre de la zona represen tada. En los títulos debe emplearse siempre un mismo estilo de letras. Unicamente deben figurar tipos distintos cuando se trate de destacar algunas partes más importantes, pero en un mismo título no deben emplearse letras inclinadas y verticales. Las revisiones que se hagan en los mapas deben consignarse, con sus fechas, en notas a la izquierda del título.

2.5.1.5 SIGNOS CONVENCIONALES:

En los mapas se representan los detalles mediante signos o símbolos, muchos de los cuales son puramente convencionales. Cuando ello es posible, los símbolos propios de los mapas topográficos se representan en colores. El negro se usa para los detalles de obras y vías públicas, como son las carreteras, y tambi´en para las edificaciones, nombres y líneas límites. El azul se emplea para los detalles hidrográficos, como ríos, lagos, canales y glaciares. El sepia se utiliza para representar el relieve del terreno, ya sea mediante curvas de nivel, o por sombreado. El verde se emplea para toda clase de vegetación, con signos especiales para cierta clase de cultivos (viñas, frutales, etc). El color rojo se reserva para resaltar las carreteras principales, así como para las zonas urbanas y edificios aislados. Cuando no se dispone de colores (o cuando el mapa ha de ser reproducido por contacto o por fotografía, debiendo, por consiguiente, estar dibujando en un sólo color) se ha de emplear, exclusivamente, el negro; la forma convencional de los signos deberá ser la misma que cuando se utilizan colores.

En muchas aplicaciones el mapa perdería - eficacia y utilidad si se representaran todos - los objetos que tienen signos convencionales. El tamaño de los signos debe ser proporcionado al del mapa.

2.6 PRESENTACION DEL PLANO EN GUATEMALA:

En Guatemala para la presentación del plano en el registro de la propiedad, debemos regirnos bajo los artículos 43 y 44 capítulo cuarto de la ley de Agrimensura los cuales textualmente dicen así:

Artículo 43. En todo expediente de medida, se agregará un plano en papel tela de calcar y solo podrá usarse papel enlienzado cuando tenga que hacerse un plano lavado. En el plano se consignarán: los mojones y las colindancias con sus nombres, el de los terrenos, si los tuvieren, y el de sus propietarios; - los detalles topográficos que sirvan de referencia (ríos, caminos, lagunas, depresiones, cotas, etc); las proyecciones de los meridianos (astronómico y magnético); las escalas (gráfica y numerica) y una leyenda que exprese el nombre del terreno, el del propietario o interesado, la jurisdicción municipal y el departamento en que esté ubicado, el área métrica y su equivalente - en la que sirva de base al título, la fecha y la firma del Ingeniero.

Artículo 44. En el dibujo y lavado del plano, se observarán las siguientes reglas:

1o. Las veredas, caminos y carreteras se presentarán por una sola línea o por dos paralelas, de puntos o de trazos discontinuos, según su importancia. Las vías férreas por - un trazo continuo, cruzando con pequeñas perpendiculares a cortas distancias y quidistantes; y en lo que respecta a las reservas sean éstas forestales o de la Nación y al excedente del 10% de que trata el artículo 24 de la Ley Agraria, se precisarán debidamente según los casos, en - la forma que sea más apropiada y con su respectiva especificación.

2o. Las aguas se representarán por líneas continuas de color azul que configuren sus orillas o, si se quiere, por una serie de paralelas, adelgazando y separando las líneas,- tanto más cuanto más se alejen de las orillas.
Se puede tambi´en llenar la superficie con un lavado del mismo color, desvanecido hacia el medio. Los pantanos - se representarán con líneas paralelas continuas o inte-- rrumpidas.

3o. Los edificios se representarán con sus proyecciones horizontales de color negro o carmín.

4o. Los linderos que no estuvieron constituídos por caminos o aguas, se representarán por una línea continua de color negro, o por signos que dan idea de la clase de coto que limita el terreno, que puede orlarse o lavarse en su interior. Para las líneas auxiliares, se usará el color rojo y serán punteados o de trazos discontinuos o - continuos, según su importancia. Cuando ocurriere el caso de tener que representar diversos límites de un sólo terreno, se usarán colores diferentes.

5o. Las curvas de nivel se trazarán de color sepia y a la - equidistancia que requiera la importancia y calidad del trabajo sirviendo en general de norma, el número de metros que resulte de multiplicar por mil la escala deci-- mal del plano.

6o. Los cultivos, los bosques y la calidad del suelo se representarán por los signos convencionales más adecuados a su objeto o por la correspondiente leyenda.

7o. Las escalas que deberán usarse, serán las siguientes:

De 1	a	20	hectáreas	1:1,000
De 20		30	hectáreas	1:2,000
De 30		50	hectáreas	1:5,000
De 50		1.000	hectáreas	1:10,000
De 1,000		10.000	hectáreas	1:20,000
De 10,000	a	50.000	hectáreas	1:40,000

Para superficies menores o mayores de las consignadas, - se usarán las escalas más convenientes para el objeto a que se destinan; pero siempre divisibles por 2 ó por 5. Cuando haya de hacerse planos especiales o de lotifica-- ciones, el Ingeniero elegirá la escala que sea más apro- piada, pero siempre divisible por 2 ó por 5. En todo ca so la tela de calcar nunca será menor que las dimensio-- nes de una hoja de papel sellado.

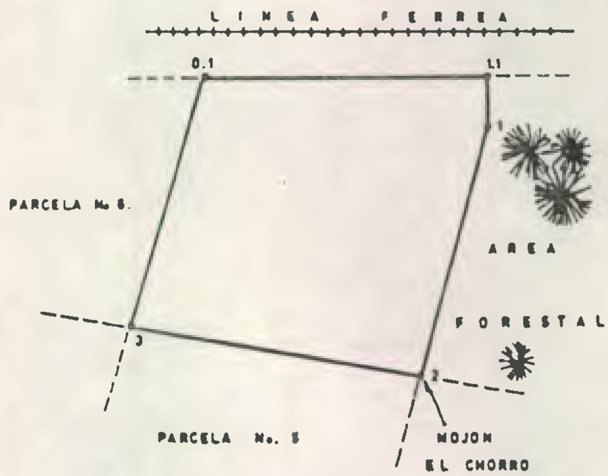
8o. En cuanto a la rotulación, se tendrá presente que debe - ser clara, guardando relación el tamaño y carácter de la letra con la importancia de los objetos que designen. - Los letreros relativos o poblados, lugares, edificios, - etcétera, han de ser paralelos al lado inferior del cua- dro y deben correr de izquierda a derecha. Los que se - refieren a vías de comunicación y a corrientes de agua, se escribirán paralelamente a su dirección de modo que - puedan leerse sin volver la hoja del dibujo. Las colin- dancias, cordilleras, cañada, etc. se rotularán de izquier da a derecha paralelamente al lado inferior del recuadro o en la dirección más apropiada para llenar su objeto.

9o. En todos los signos y trazos a que se refiere este artí- culo, se empleará tinta china o indeleble.

Con el objeto de que el estudiante visualice y comprenda la forma en que el plano se debe de presentar, se adjuntan dos planos de registro, los cuales contienen los polígonos con que se desarrollaron los cálculos (Figuras 107 y 119). Dichos planos están en tamaño natural.

REGISTRO GENERAL
DE LA REPUBLICA

Finca No. ____________
Folio No. ____________
Libro No. ____________
De ____________



EST.	PO	RUMBO	DIST. (m.)
0.1	1.1	S 88° 37'36" E	50.06
1.1	1	S 1° 30'13" W	8.00
1	2	S 16° 52'54" W	42.04
2	3	N 80° 00'10" W	51.56
3	0.1	N 18° 29'05" E	43.82

PLANO

De la Finca Rustica No. 23025 Folio No. 678

Libro No. 78 de BIENES DE LA NACION, situada en la jurisdiccion del municipio

de MORAZAN Departamento de EL PROGRESO

Denominada: LOTE No. 15 EL PORVENIR.

Propiedad de: LA NACION

Para ser inscrita a favor de: JOSE CIFUENTES TUL

Area: 00 Ha. 24 A. 05.11 Ca. = 00 Cab. 00 Mz. 3442.07 V Cds.

Escala: 1: 1,000

Guatemala, junio de 1984

ING. JEFE DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
INTA

REGISTRO GENERAL
DE LA REPUBLICA

Finca No. ____________
Folio No. ____________
Libro No. ____________
de ____________

E	PO	RUMBOS	DIST. (m.)
0	1	N 26°10' E	285.10
1	2	S 75°25' E	610.45
2	3	S 15°30' W	720.48
3	4	N 1°42' W	202.00
4	0	N 53°06' W	647.02

PLANO

De la Finca Rústica No. 28789 Folio No. 67

Libro No. 46 de BIENES DE LA NACION, situado en la jurisdicción del municipio

de PALENCIA Departamento de GUATEMALA

Denominado: PARCELA, SOLARES DE SAN JUAN.

Propiedad de: LA NACION

Para ser inscrita a favor de: JUAN ROBLES PEREZ.

Area: 27 Ha. 25 A. 50.13 Ca.= 00 Cob. 39 Mz. 006008 V. Cds.

Escala: 1: 1000

Guatemala, JUNIO de 1984

ING. JEFE DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
INTA

3. CONCLUSIONES

1. Se han tratado en el capítulo uno, los temas que se consideran fundamentales para dar inicio al estudio de la topografía. Antes de conocer los diversos métodos topográficos, el estudiante debe conocer con certeza los parámetros o límites de la Geodesia y topografía plana para su correcta aplicación, asi como del dominio de las funciones y cálculos trigonométricos existentes.

2. Se han elaborado factores de conversión de las diferentes unidades de los sistemas de medida empleados en topografía, siendo los principales en nuestro medio las unidades agrarias,y de los sistemas internaciones, inglés y español con el objeto de poder efectuar cálculos en cualquiera de dichos sistemas en las diferentes unidades de medida.

3. Todo estudiante de Ingeniería debe de saber estimar distancias ya sea a ojo o a pasos, con el propósito de poder hacer mediciones aún cuando no cuente con equipo de precisión.

4. Los errores existentes en las medidas pueden ser provocados por un sin fin de razones, debemos conocerlos entonces para no incurrir en ellos y en caso de hacerlo, en una medida topográfica, proceder a su pronta corrección.

5. La óptima medición con longímetro debe efectuarse en seis pasos: alineación, tensado, aplome, marcaje, lectura y anotación.

6. Después de haber experimentado la fuerza que se necesita para tensar una cinta, no es necesario el uso constante del dinamómetro.

7. La técnica a utilizar o que debe ser tomada muy en cuenta para determinar rápidamente la distancia, la dirección y la diferencia de elevación de un punto, por medio de una sola observación es: la TAQUIMETRIA o Método de Estadia.

8. El método trigonométrico o mira vertical se utilizará cuando tenemos que medir una distancia bastante larga y como consecuencia no es posible distinguir bien las subdivisiones del estadal.

9. Los métodos ópticos (laser, infrarrojo) son un adelanto importante para la topografía, pues estos instrumentos especiales determinan distancias o longitudes hasta de 100 kms. Aunque se emplean con frecuencia en trabajos geodésicos, también son adecuados para levantamientos catastrales y de obras de Ingeniería.

10. Si la superficie a medir es de gran extensión y de una topografía muy accidentada se utiliza el método de triangulación topográfica como levantamiento en el campo debido a que otro método tomaría el triple del tiempo, aumentando costos.

11. El objetivo final que se persigue al hacer un levantamiento, es que nuestro polígono quede como una figura geométrica perfecta y de comprobar en el campo si nuestro trabajo se realizó satisfactoriamente con el propósito de no regresar al área si se detecta el error en gabinete; por tal motivo en un polígono cerrado debe comprobarse su cierre angular en el campo.

12. El proceso de cálculo del área de un polígono lo podemos hacer de dos formas, por el método de coordenadas totales o por el de dobles distancias, pero se concluye que este último tiene la ventaja de no repetir sus operaciones para verificarlo, aún cuando el proceso es un poco más largo, pero nos da la seguridad de ser su resultado correcto por autochequearse.

13. Los planos son la presentación final de todo trabajo topográfico, forman parte de documentos de interes público o constituyen la base para el proyecto y replanteo de obras. En todo plano debe de aparecer, la orientación del norte, los colindantes del terreno (nombres de las fincas) un cuadro que especifique claramente la longitud, orientación o el ángulo, referencia a cierto sistema dado de coordenadas (amarre) de cada línea asi como nombre de carreteras, ríos, mojones, etc., escala usada, el nombre de los propietarios y de quien otorga, fecha y firma del Ingeniero responsable.

4. RECOMENDACION

La elaboración de este tema, está enmarcado dentro de los tópicos, que rigen un aprendizaje concreto, relevante y de enorme accesibilidad al estudiante de la Facultad de Ingeniería.

Esta modalidad de generar en un mismo documento los tratados más importantes y básicos de la Topografía en general, logran elevar y estabilizar un nivel de estudio racionalizado sin complicación alguna, estribando entre cada uno de los puntos tratados un camino llano, en que la obtención de un conocimiento teórico profundo de la materia, es la meta que se debe de alcanzar.

RECOMIENDO entonces, esta nueva modalidad de seleccionar temas a investigar, de los diferentes curcos de la carrera de Ingeniería; con el fin de enriquecer la bibliografía ya existente y proporcionar a los alumnos de los cursos intensivos organizados, textos que les servirán para hacer uniformes sus perspectivas.

Estos temas deberán regirse bajo los lineamientos de la planificación técnico-pedagógica de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos, a través de la dirección de cada escuela y del área correspondiente. Los temas autorizados pueden o no carecer de originalidad, por tratarse de un trabajo de investigación bibliográfica, pero se deberán realizar en forma exhaustiva, siguiendo una adecuada presentación y exposición de los contenidos, apegándose rigurosamente a los métodos didácticos que relacionados con experiencias adquiridas, faciliten enormemente el proceso de enseñanza y aprendizaje.

5. REFERENCIAS

1. Raynold, Davis and Foote Francis. Surveying Theory and Practice. 4a. Edición, New York. Mc Graw - Hill Boock Company, 1953. 997 p.

2. Rusell C. Brinker, Paul R. Wolf. Topografía Moderna. Sexta Edición, México D.F. Harla S.A. 1982. 542 p.

3. William Irvine. Topografía. Primera Edición, Libros Mc Graw, México. 1975. 259 p.

4. Torres, Alvaro y Eduardo Villate. Topografía. Colombia, Norma. 1968. 307 p.

5. Carl - Olof, Ternryd y Eliz Lundin. Topografía y Fotogrametría en la Práctica Moderna. 5a. Edición, México. Continental. 1981. 188 p.

6. BIBLIOGRAFIA

1. Alvarez, Lino. Topografía. 4a. edición, España. Dossat. 1950. 640 p.

2. Billeb Vela, Francisco. Curso de Topografía I: Primera, Segunda, Tercera y Cuarta Parte. Primera edición, Guatemala. Impresos Industriales, 160 p.

3. Carl-Olof, Ternryd y Eliz Lundin. Topografía y Fotogrametría en la Práctica Moderna. Trad. Jaime Ruiz. 5a. edición, México. Continental. 1981. 188 p.

4. Departamento de Ecología. Apuntos de Ecología General. Guatemala, Offset. 1979. 10 p.

5. Jordan, W. Tratado General de Topografía. Tomo 1, 3a. edición, España, Gustavo Gili, 1961. 535 p.

6. Membrillera, Manuel. Tratado de Topografía. España. Pedro Ondero. 1879. 351 p.

7. Moia José Luis. Manual Práctico de Topografía. 2a. edición, Ediciones Windsor. Buenos Aires, Argentina. 1946. 303 p.

8. Montes, Miguel. La Topografía. 4a. edición, México. Ingramex. 1980. 344 p.

9. Pasini, Claudio. Tratado de Topografía. Trad. Lino Alvarez. 3a. edición, España. Gustavo Gili. 1945. 615 p.

10. Philip, Kissam. Topografía para Ingenieros. Trad. Luis Montero. España. Castillo. 1966. 633 p.

11. Raynold, Davis and Foote Francis. Surveying Theory and Practice. 4a. edición, New York. Mc Graw - Hill. 1953. 997 p.

12. Sandover, J. Topografía. Trad. Edward Arnold. México. Continental. 1964. 486 p.

13. Torres, Alvaro y Eduardo Villate. Topografía. Colombia. Norma. 1968. 307 p.