

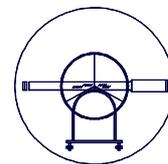
APUNTES

“TOPOGRAFÍA Y GEODESIA”

UNIDAD DIDÁCTICA II

INSTRUMENTOS TOPOGRÁFICOS

Profesor Responsable:
Julio Manuel de Luis Ruiz.



UNIDAD DIDÁCTICA II

INSTRUMENTOS TOPOGRÁFICOS

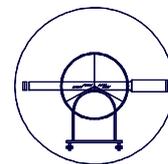
JUSTIFICACIÓN

1. MEDIDAS ANGULARES

- 1.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE UN GONIÓMETRO
 - 1.1.1. **Ángulos en el plano horizontal y ángulos en el plano vertical**
 - 1.1.2. **Partes esenciales de un goniómetro**
- 1.2. EL TEODOLITO ÓPTICO
 - 1.2.1. **Partes esenciales de un teodolito óptico**
 - 1.2.2. **Clasificación de los teodolitos ópticos**
 - 1.2.3. **Utilización del teodolito**
 - 1.2.4. **Parámetros representativos de un teodolito**
 - 1.2.5. **Comprobaciones y correcciones**
- 1.3. LA BRÚJULA
 - 1.3.1. **El campo magnético terrestre**
 - 1.3.2. **Tipos de brújulas**
 - 1.3.3. **Comprobaciones y usos**
- 1.4. EL TEODOLITO ELECTRÓNICO
 - 1.4.1. **Medición electrónica de ángulos**
 - 1.4.2. **Sistemas de evaluación de ángulos**
- 1.5. ERRORES EN LAS MEDIDAS ANGULARES
 - 1.5.1. **Errores sistemáticos y accidentales**
 - 1.5.1.1. Error de verticalidad
 - 1.5.1.2. Error de dirección
 - 1.5.1.3. Error de puntería
 - 1.5.1.4. Error de lectura
 - 1.5.1.5. Error total
 - 1.5.2. **Métodos para aumentar la precisión**

2. MEDIDA DE DISTANCIAS

- 2.1. MEDIDA DIRECTA DE DISTANCIAS
 - 2.1.1. **Introducción**
 - 2.1.2. **Cintas métricas y reglas**
 - 2.1.3. **Hilos invar**
- 2.2. MEDIDA INDIRECTA DE DISTANCIAS POR MÉTODOS ESTADIMÉTRICOS
 - 2.2.1. **Fundamento de la estadia**
 - 2.2.2. **Anteojos estadimétricos. El taquímetro**
 - 2.2.2.1. Aspectos diferenciadores



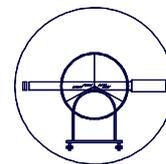
- 2.2.2.2. Funcionalidad del taquímetro
- 2.2.3. Relaciones taquimétricas**
 - 2.2.3.1. Evaluación de distancias
 - 2.2.3.2. Evaluación del desnivel
 - 2.2.3.3. Introducción al empleo de coordenadas
- 2.2.4. Taquímetros autorreductores**
- 2.2.5. Estadia horizontal invar**
 - 2.2.5.1. Elementos constituyentes
 - 2.2.5.2. Forma de evaluar la medición
 - 2.2.5.3. Precisión en la evaluación de la distancia
- 2.3. MEDIDA INDIRECTA DE DISTANCIAS POR MÉTODOS ELECTROMAGNÉTICOS
 - 2.3.1. Fundamento de la medición electrónica de distancias**
 - 2.3.1.1. Aspectos generales
 - 2.3.1.2. Particularidades de la evaluación de la distancia
 - 2.3.2. Funcionalidad de la medición electrónica de distancias**
 - 2.3.2.1. Precisiones
 - 2.3.2.2. Precauciones en la utilización de los distanciómetros
 - 2.3.2.3. Ventajas adicionales

3. LAS ESTACIONES TOPOGRÁFICAS

- 3.1. LA MEDICIÓN COMPACTA
- 3.2. PARTICULARIDADES SIGNIFICATIVAS
- 3.3. OFERTA ACTUAL DE ESTACIONES TOPOGRÁFICAS
 - 3.3.1. Mejoras generalizadas**
 - 3.3.2. Mejoras particularizadas**
 - 3.3.3. Consideraciones finales**

4. MEDIDA DE ALTURAS

- 4.1. INTRODUCCIÓN AL ESTUDIO ALTIMÉTRICO
- 4.2. NIVELACIÓN TRIGONOMÉTRICA
 - 4.2.1. Corrección por esfericidad y refracción**
 - 4.2.1.1. Corrección por esfericidad
 - 4.2.1.2. Corrección por refracción
 - 4.2.2. Errores en la nivelación trigonométrica**
- 4.3. EL NIVEL
 - 4.3.1. Fundamento**
 - 4.3.2. Partes esenciales**
 - 4.3.3. Errores en la nivelación geométrica**
 - 4.3.3.1. Errores propios del aparato
 - 4.3.3.2. Error adicional por falta de verticalidad de la estadia
 - 4.3.3.3. Error altimétrico total
 - 4.3.4. Formas de trabajo con un nivel**



JUSTIFICACIÓN

La topografía tiene por objeto fundamental obtener representaciones del territorio y para ello trata de determinar la posición espacial de los puntos que geoméricamente definen el propio territorio. En el ambiente coloquial a las representaciones del territorio se les denomina “planos” y a la posición espacial “coordenadas”. Así, una vez determinado el conjunto de coordenadas de una nube de puntos, la obtención del plano se suele considerar más un problema de delineación que topográfico.

Por tanto, el objetivo de la topografía es obtener las coordenadas de un conjunto de puntos, generalmente cuantioso, y para ello se hace necesario establecer un sistema de referencia que permita realizar diferentes trabajos topográficos con un único sistema de coordenadas en toda la zona objeto de representación. Tal y como se analizó en la unidad didáctica anterior, los sistemas de referencia utilizados en topografía suelen ser tridimensionales, estableciendo para ello tres ejes cartesianos y un origen de coordenadas, que se pueden materializar en el terreno en base a la ubicación en el territorio de puntos de coordenadas conocidas e intervisibles, que viene a constituir lo que en geodesia se denominan “marcos de referencia”, cuya mínima expresión en topografía es la “base topográfica”.

En base a dos puntos de coordenadas conocidas e intervisibles (una base topográfica), la topografía convencional procede de forma general bajo el siguiente procedimiento para obtener las coordenadas de un punto y, por tanto, extensible a todos los puntos que se deseen calcular. Si se analiza la siguiente figura, en la que se pretende analizar una observación estrictamente altimétrica:

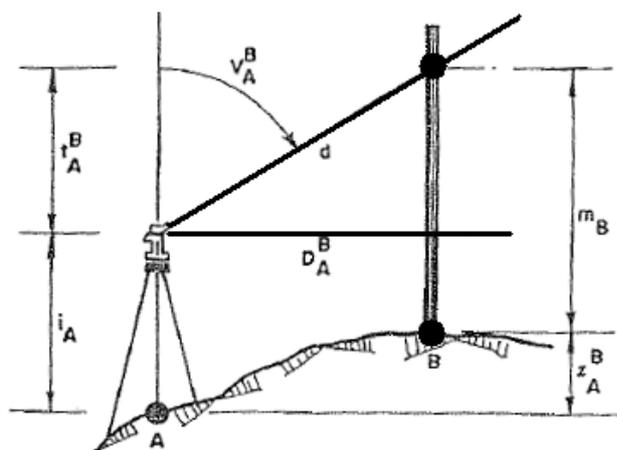
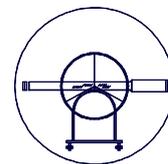


Figura Número 1.- Obtención de la coordenada altimétrica

Se pueden deducir las siguientes relaciones elementales:

$$D_A^B = Dg_A^B \cdot \text{sen } V_A^B \qquad z_A + t_A^B + i_A = z_B + m_B$$



$$t_A^B = D_A^B \cdot \cot g V_A^B \qquad z_B = z_A + D_A^B \cdot \cot g V_A^B + i_A - m_B$$

Si el mismo análisis se realiza desde un punto de vista planimétrico, tal y como se puede apreciar en la siguiente figura:

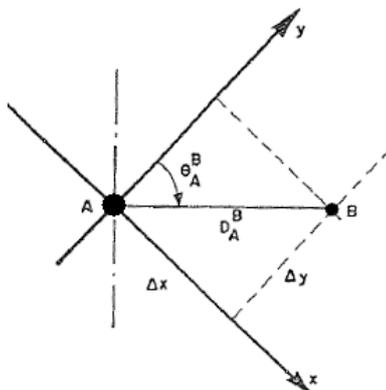


Figura Número 2.- Obtención de las coordenadas planimétricas x,y

También se puede deducir:

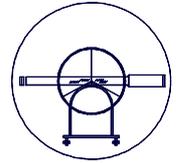
$$x_B = x_A + D_A^B \cdot \text{sen } \theta_A^B$$

$$y_B = y_A + D_A^B \cdot \text{cos } \theta_A^B$$

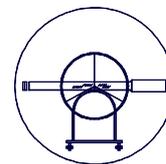
Cabe reseñar que en la tercera unidad didáctica se profundiza en los métodos o procedimientos existentes para obtener mayor rendimiento al procedimiento general descrito anteriormente, que simplemente pretende justificar que para determinar las coordenadas de un conjunto de puntos en un sistema referencial al margen de la base topográfica, se hace necesario un instrumental que permita determinar ángulos en el plano horizontal y vertical (H y V), distancias geométricas o reducidas (D ó Dg) y alturas (i,m,z_E), siendo éste el motivo por el que la presente unidad didáctica se estructura en tres capítulos: las medidas angulares, las medidas distanciométricas y la medida de alturas.

Destacar que debido al carácter introductorio de esta asignatura, no se van a acometer el desarrollo y fundamento de diversos instrumentos que actualmente se están utilizando en el ámbito de la topografía clásica, postergándolo para asignaturas posteriores. Entre este instrumental se encuentran:

- 1.- Estaciones robotizadas.
- 2.- Sistemas de Posicionamiento Global (GPS).
- 3.- Combinación entre estaciones topográficas y GPS.
- 4.- Sensores de captura masiva de datos:
 - . Aerotransportados (Lidar).
 - . Terrestres (láser escáner).



1. MEDIDAS ANGULARES



1.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE UN GONIÓMETRO

1.1.1. ÁNGULOS EN EL PLANO HORIZONTAL Y ÁNGULOS EN EL PLANO VERTICAL

Se denomina goniómetro al instrumento que en el terreno evalúa los ángulos necesarios para realizar los trabajos topográficos. Entre las variedades angulares, las más sencillas de tratar son los ángulos contenidos en el plano horizontal y los ángulos en el plano vertical.

El esquema general de un goniómetro se ajusta a las funciones a desarrollar, debiendo disponer de elementos para estacionar, referenciar y evaluar los ángulos. Los ángulos en el plano horizontal tienen diferentes denominaciones según el origen que se considere.

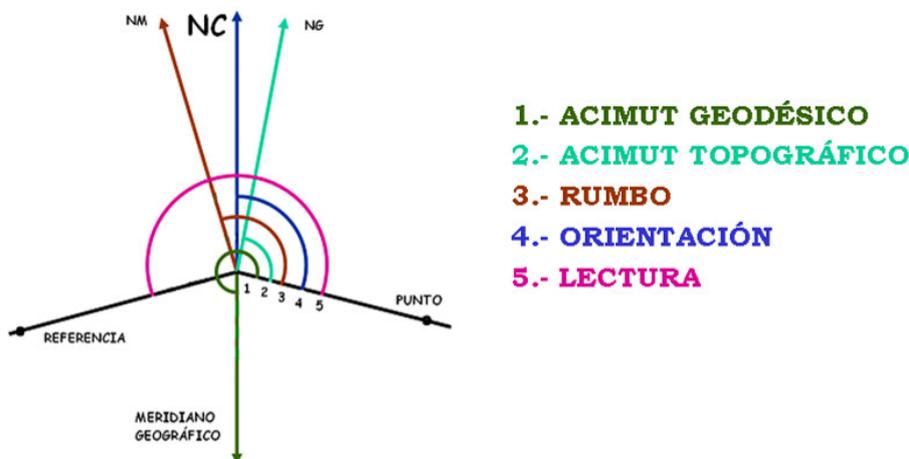
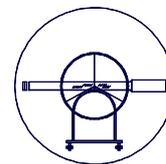


Figura Número 3.- Determinación de los ángulos en el plano horizontal

- Acimut topográfico (θ_A^1): Es el ángulo horizontal determinado por las direcciones de la meridiana geográfica (N) y la visual considerada.
- Acimut geodésico (G_A^1): Es el ángulo horizontal determinado por las direcciones de la meridiana geográfica (S) y la visual considerada.
- Rumbo (R_A^1): Es el ángulo horizontal determinado por las direcciones de la meridiana magnética (NM) y la visual considerada.
- Orientación (T_A^1): Es el ángulo horizontal determinado por las direcciones al eje de ordenadas de la cuadrícula (NC) y la visual considerada.
- Lectura (L_A^1): Es el ángulo horizontal determinado por las direcciones de una visual origen cualquiera y la visual considerada.



También los ángulos en el plano vertical tienen diferentes denominaciones según el origen adoptado.

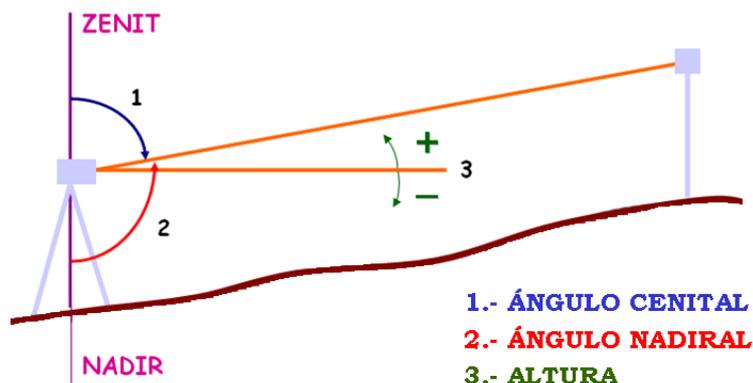


Figura Número 4.- Denominación de los ángulos en el plano vertical

- Angulo vertical o altura (α_A^1) , (α_A^2) : Es el ángulo que forma el plano horizontal con la visual. Será de elevación o de depresión según que la visual sea ascendente o descendente.
- Angulo cenital (V_A^1) , (V_A^2) : Es el ángulo que forma la vertical ascendente con la visual considerada.
- Angulo nadiral (β_A^1) , (β_A^2) : Es el ángulo que forma la vertical descendente con la visual que se considera.

Con la obtención de estos ángulos queda determinada la semirrecta en el espacio donde está el punto referenciado. Llevando sobre ella la distancia geométrica o bien la distancia reducida, el punto considerado quedaría bien determinado.

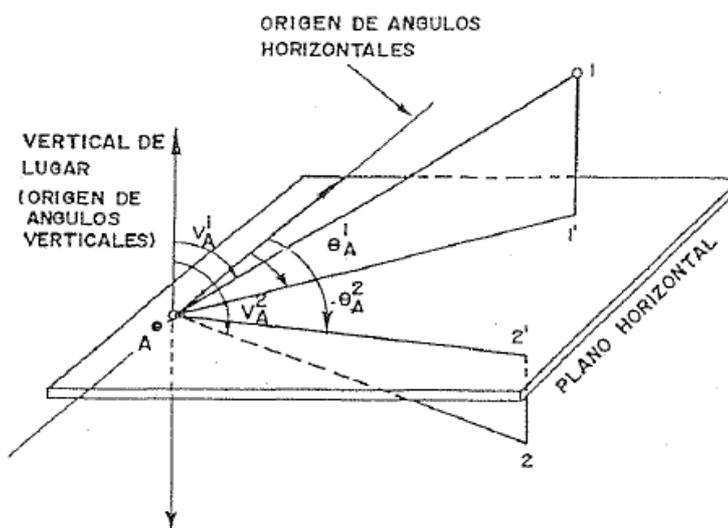
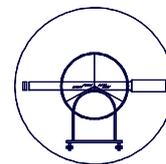


Figura Número 5.- Determinación angular de un punto en el espacio



Según la facultad de un goniómetro para medir ángulos se clasifican de la forma siguiente:

- Completos: Goniómetro capaz de evaluar los ángulos en el plano horizontal y los ángulos en el plano vertical.
- Acimutal: Goniómetro que tan solo es capaz de evaluar los ángulos en el plano horizontal.
- Eclímetro: Goniómetro que tan solo es capaz de evaluar los ángulos en el plano vertical, expresando el resultado en unidades angulares convencionales (grados sexagesimales o centesimales).
- Clisímetro: Goniómetro capaz de evaluar los ángulos en el plano vertical, expresando el valor de su pendiente en tanto por ciento.

1.1.2. PARTES ESENCIALES DE UN GONIÓMETRO

En esquema, el goniómetro consta de tres partes fundamentales que se articulan en torno a tres ejes perpendiculares entre sí:

- Eje principal: Es el eje vertical del aparato materializado por el calado de la plataforma nivelante.
- Eje secundario o de muñones: Por construcción es normal al eje principal. Alrededor de él gira el anteojo.
- Eje de colimación: Es la recta que une el centro óptico del objetivo con el centro de la cruz filar del retículo.

El eje principal del instrumento topográfico se coloca, en campo, coincidente con la vertical del lugar. La bondad de la coincidencia dependerá de las características del sistema de nivelación del propio aparato.

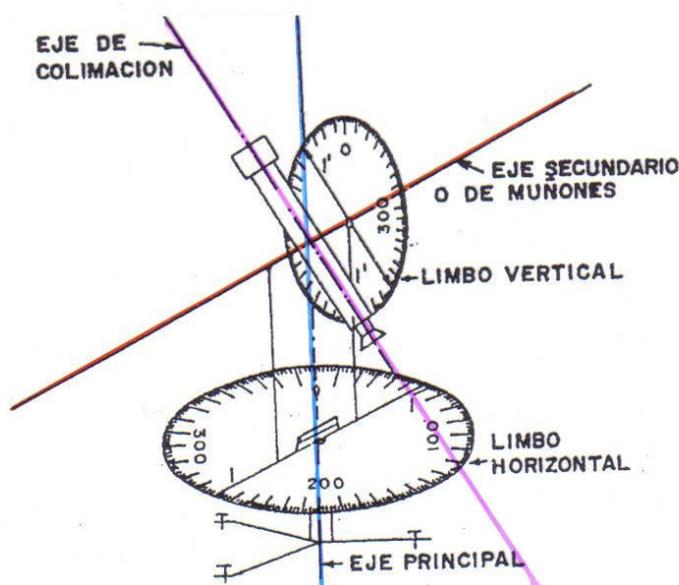
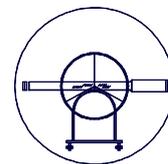


Figura Número 6.- Esquemática de un goniómetro



- Anteojo o colimador: Sirve para realizar la puntería según el eje de colimación. Tiene posibilidad de movimiento en torno al eje secundario o de muñones.
- Alidada: Elemento móvil que arrastra al anteojo. Tiene libertad de giro en torno al eje principal.
- Limbos: Discos graduados para evaluar los valores de los ángulos en el plano horizontal y en el plano vertical.

Los elementos esenciales participan de movimientos en torno a los ejes fundamentales definidos, con lo que se puede hacer puntería a cualquier punto y permiten la lectura de los ángulos en el plano horizontal y en el plano vertical.

La medición de un ángulo en el plano horizontal se puede realizar de forma directa haciendo corresponder el valor cero del limbo horizontal con el punto origen y evaluar el ángulo recorrido hasta llegar al punto que se desea observar.

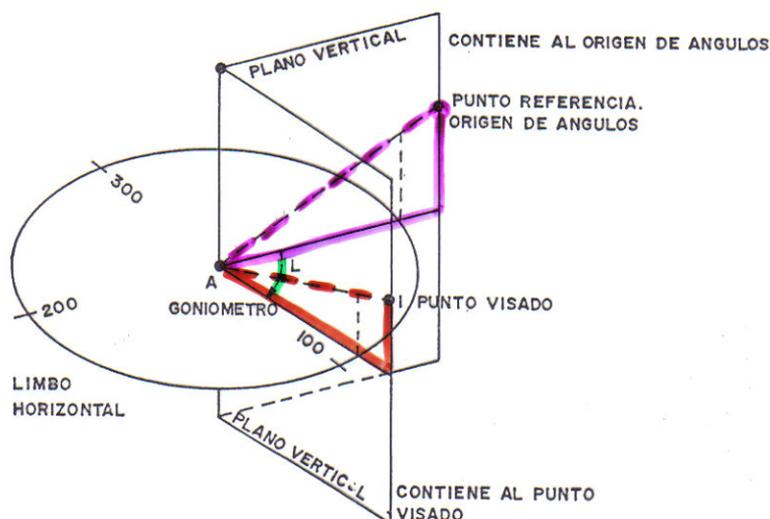


Figura Número 7.- Medida de un ángulo en el plano horizontal

También se puede determinar por diferencia de lecturas entre los dos puntos considerados sin necesidad de ubicar el origen de ángulos del limbo horizontal en el punto origen de la medición.

$$L_R^1 = L_o^1 - l_o^R$$

La medición de un ángulo en el plano vertical se realiza a partir del origen considerado, haciendo puntería en el punto a visar. La iniciación es automática o a través del calado de un nivel, siendo el caso más usual los goniómetros con origen de ángulos en el plano vertical situado en el cenit.

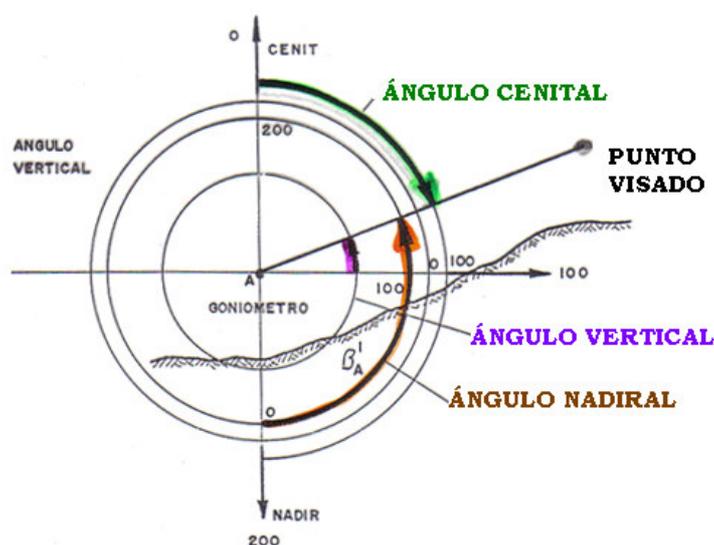
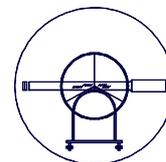


Figura Número 8.- Medida de un ángulo en el plano vertical

1.2. EL TEODOLITO ÓPTICO

1.2.1. PARTES ESENCIALES DE UN TEODOLITO ÓPTICO

Entre los goniómetros o aparatos medidores de ángulos, el más perfeccionado es el teodolito. Se pueden separar las siguientes partes:

- Una plataforma nivelante, que mediante tres tornillos permite la nivelación del aparato. De esta forma se consigue que el eje principal del teodolito coincida con la dirección de la vertical del lugar.
- En su interior se dispone de un eje solidario del limbo acimutal, permitiendo con un tornillo de presión efectuar el movimiento del limbo, independientemente del anteojo. Este giro se denomina movimiento general del instrumento.
- A su vez, existe un segundo eje solidario con la alidada horizontal, que tiene tornillos de presión y coincidencia, consiguiendo el giro sobre el eje, denominándose movimiento particular de la alidada.
- Sobre esta superficie se dispone el soporte del anteojo giratorio alrededor de un eje horizontal, arrastrando en su giro a la alidada cenital, disponiendo de tornillos de presión y coincidencia. Este giro es el movimiento del eclímetro o alidada cenital.

Los grados de libertad definidos permitirán determinar las lecturas con ayuda de nonius, en un principio, y de micrómetros ópticos en la actualidad, aumentando la precisión y la rapidez de lectura, aligerando de peso a los instrumentos.

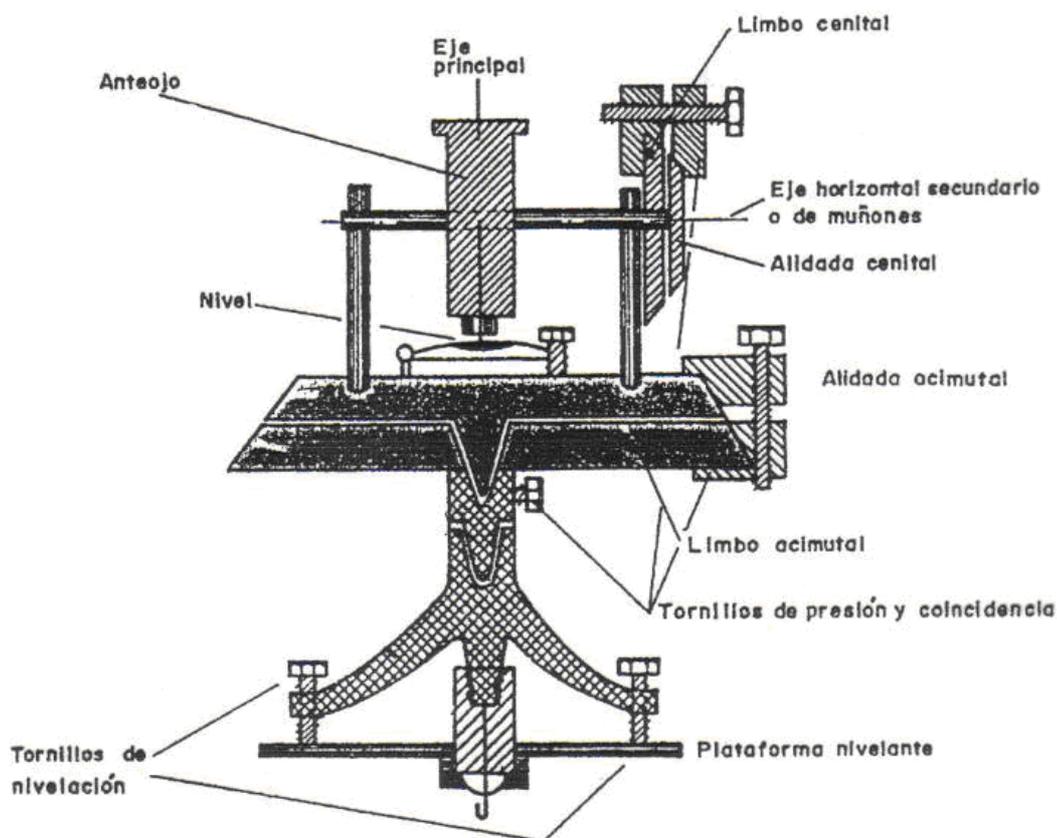
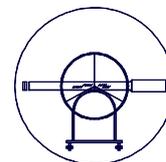


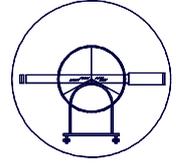
Figura Número 9.- Partes esenciales de un teodolito

Por lo tanto, existen movimientos compatibles que permiten posicionar un punto angularmente:

- Al fijar el movimiento general del limbo horizontal y liberar el tornillo de la alidada acimutal, el giro acimutal del anteojo se puede evaluar como diferencia de lecturas.
- Al fijar el movimiento de la alidada horizontal y liberar el general del limbo permite orientar el aparato, pudiendo posicionar una lectura cualquiera del limbo acimutal en una dirección preestablecida.
- En el tercer movimiento, al girar el anteojo sobre el eje horizontal (eje de muñones) desplaza la alidada vertical, variando la lectura y evaluando la inclinación del anteojo.

Además de las partes enumeradas, los teodolitos disponen de niveles, que pueden ir colocados sobre los muñones del eje horizontal (nivel caballero), sobre la alidada acimutal, sobre el eclímetro y sobre el anteojo. Usualmente no llevan más que uno o, como caso excepcional, dos.

Los elementos accesorios de un teodolito son:



- Trípode: Elemento soporte del instrumento, de muy diversa constitución y tipología.
- Plomada: Para asegurar la coincidencia del eje principal sobre el punto estación. Pueden ser ópticas o clásicas, imperando las primeras.
- Señales de puntería: Materializan la posición del punto a captar. Pueden ser permanentes, semipermanentes o accidentales.



TRÍPODES
PLOMADAS
ELEMENTOS PUNTERÍA



Figura Número 10.- Elementos accesorios de un teodolito

Un teodolito debe ser un goniómetro que permita efectuar la vuelta de campana, pudiendo hacer observaciones con el antejo a la derecha del eclímetro, posición normal (lectura en círculo directo: CD) o con el antejo a la izquierda del eclímetro, posición invertida (lectura en círculo inverso: CI).

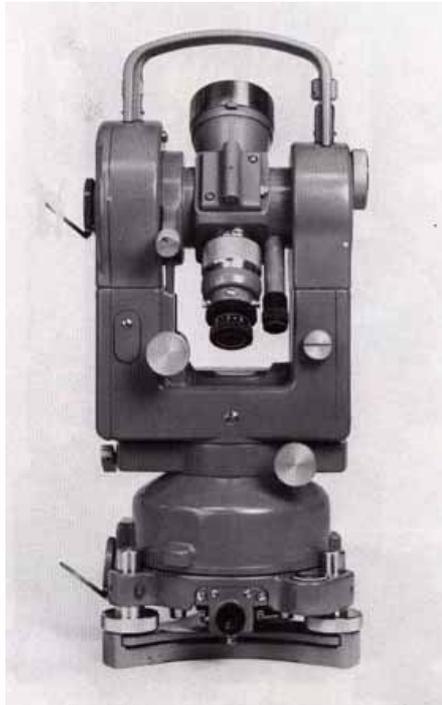
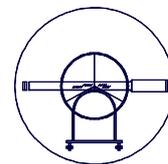


Figura Número 11.- Teodolito usual



El teodolito así descrito debe reunir las siguientes condiciones para efectuar la captura adecuada de ángulos:

- El eje principal del aparato y el eje de la alidada acimutal deben coincidir. La falta de coincidencia se denomina torcedura de eje.
- El eje principal del aparato debe coincidir con la vertical del lugar. Todos los niveles estarán calados para asegurar esta circunstancia.
- El eje de colimación ha de ser normal al secundario, por lo que, al girar el antejo, el de colimación debe describir un plano perpendicular al eje de muñones.
- El eje principal ha de ser normal al secundario pues, en caso contrario, el plano que describe el de colimación no sería vertical.
- En visuales horizontales, el eclímetro ha de marcar 0^g (0°) ó 100^g (90°), según el tipo.
- Los limbos han de estar bien graduados y dispuestos en planos normales a los ejes correspondientes (el acimut con el eje vertical y el eclímetro con el eje secundario).

1.2.2. CLASIFICACIÓN DE LOS TEODOLITOS ÓPTICOS

Los teodolitos ópticos, atendiendo al tipo de precisión del movimiento general, pueden ser:

- Teodolitos repetidores: Están provistos de tornillo de precisión y de coincidencia acimutales. En cualquier lectura puede inicializarse la ubicación del origen de ángulos en el plano horizontal. Se puede iniciar la medida de un ángulo, es decir, la lectura a la referencia con cualquier valor.
- Teodolitos reiteradores: Tan solo están provistos del tornillo de presión acimutal, careciendo del de coincidencia.

En cualquier caso, la graduación de los limbos puede ser centesimal o sexagesimal.

1.2.3. UTILIZACIÓN DEL TEODOLITO

A) Puesta en estación y nivelación

Al situar el aparato en un punto del terreno para efectuar una observación, su eje principal debe ser coincidente con la vertical del lugar y pasar por el punto A de estación, utilizando la plomada normal o la plomada óptica.

Esta operación va sincronizada con la correcta nivelación del instrumento por medio de tres tornillos de nivelación, situados sobre la plataforma nivelante.

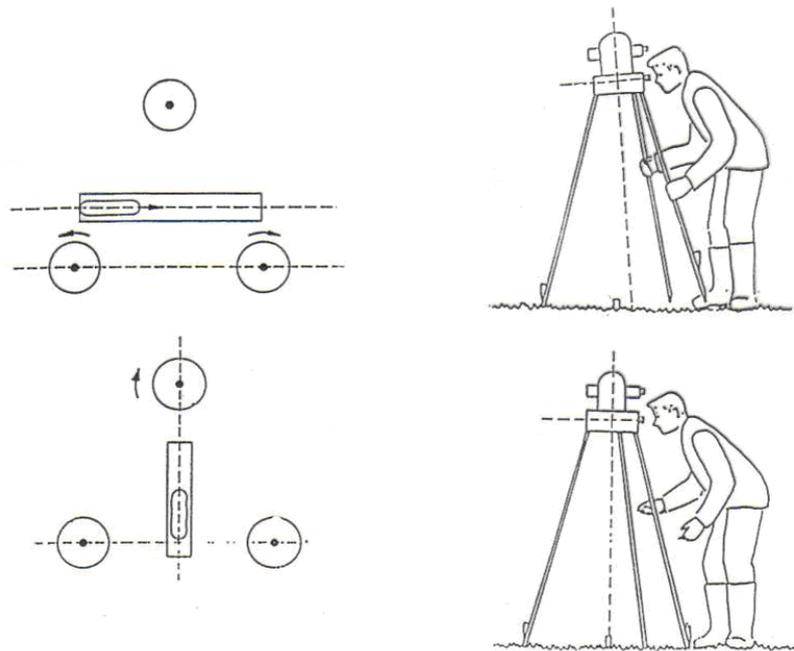
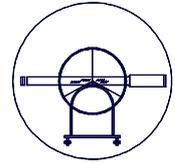


Figura Número 12.- Posición en la estación

Esta operación va sincronizada con la correcta nivelación del instrumento por medio de tres tornillos de nivelación, situados sobre la plataforma nivelante.

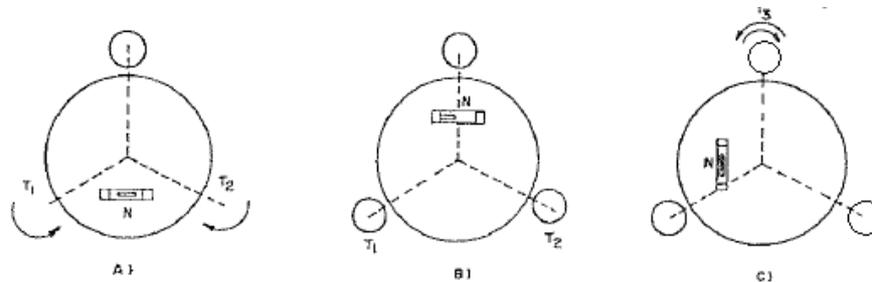
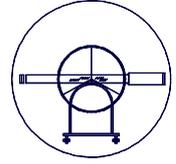


Figura Número 13.- Fundamento de la nivelación con el nivel tórico

B) Observación

Tras la nivelación se realiza la observación a los diferentes puntos, cerrando en el punto primero. Esto se denomina vuelta de horizonte, pudiendo comprobar el error de arrastre.

A continuación se efectúa la vuelta de campana, girando acimultamente 200° (180°) y volviendo a observar al punto, efectuando una nueva vuelta de horizonte, pero esta vez en sentido contrario. Las lecturas en las diferentes vueltas deben concordar con una diferencia de 200° (180°), salvo el error en la lectura. La lectura de punto es el promedio, eliminando previamente la diferencia 200° (180°).



La aproximación a la puntería se realiza con un dispositivo coincidente con el anteojo y situado sobre él y la puntería final con el propio anteojo.

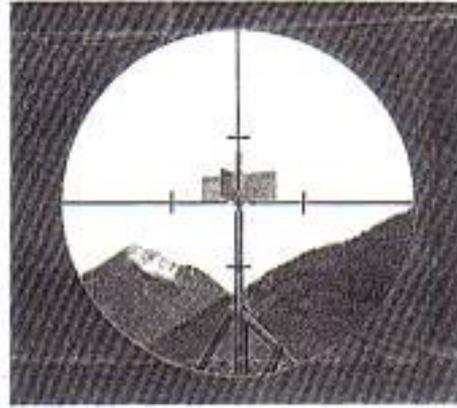


Figura Número 14.- Fundamento de la puntería

La puntería se realiza en la intersección de la cruz filar, grabada en la propia óptica del anteojo (retículo).

Dado que el teodolito se utiliza como tal, es decir, para hallar ángulos exclusivamente, pero también, y con mayor frecuencia, asociado a un sistema de evaluación de distancias, además de la puntería a un lugar concreto genérico o a una diana predeterminada, predominan las punterías realizadas a elementos que están asociados a sistemas de evaluación de distancias: estadias horizontales, estadias verticales y prismas de reflexión de ondas.

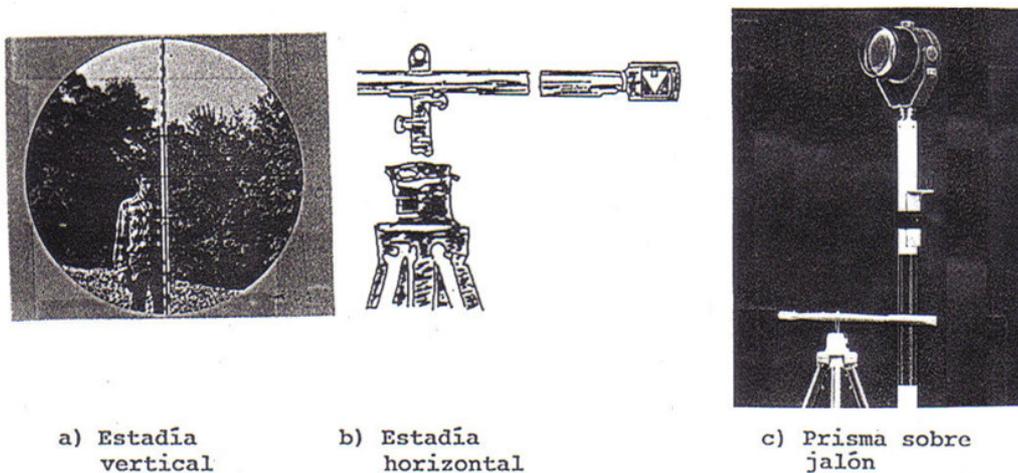


Figura Número 15.- Sistemas usuales de puntería

Este sistema compacto de teodolito asociado a un sistema óptico o electrónico de evaluación de distancias conlleva el empleo de sistemas concretos de realizar la puntería que serán detallados en el siguiente capítulo. Aún así, las lecturas de los ángulos resultantes se obtienen observando el microscopio de lectura.

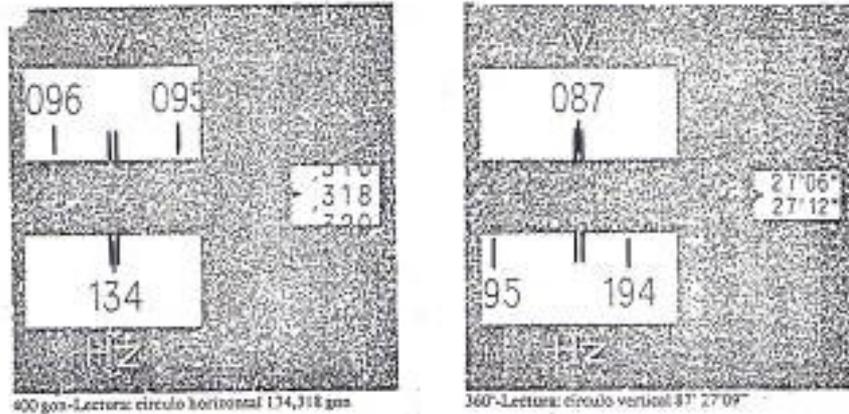
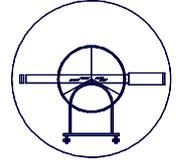


Figura Número 16.- Microscopios de lectura

Estas lecturas, para el teodolito óptico, son independientes del sistema utilizado para hacer puntería: estadia horizontal, estadia vertical, prisma sobre jalón, diana de puntería, punto genérico, etc. Los sistemas ópticos captan los valores angulares del punto observado y se traducen en un valor concreto. Los mecanismos de lectura en los micrómetros dependen de los fabricantes de instrumentos, los cuales diseñan dichos micrómetros con el objetivo de simplificar al máximo las lecturas.

1.2.4. PARÁMETROS REPRESENTATIVOS DE UN TEODOLITO

Entre las especificaciones técnicas que caracterizan a un teodolito destacan, por su participación en las relaciones que regulan los errores sistemáticos, los siguientes: sensibilidad del nivel, aumentos del antejo y apreciación.

A) Sensibilidad del nivel

Evalúa la coincidencia entre la dirección del eje principal del aparato y la vertical del lugar, una vez que el nivel tórico, el de precisión, se encuentra calado.

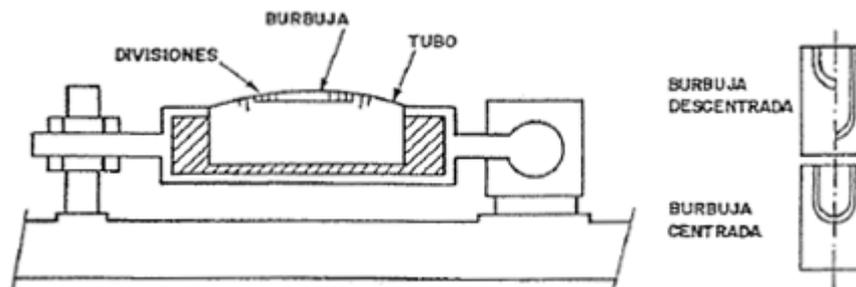
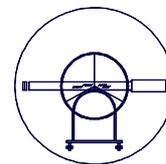


Figura Número 17.- Nivel tórico de un teodolito

Para evaluar la sensibilidad de un nivel se efectúa una visual horizontal en la dirección de dos tornillos nivelantes a una regla graduada situada a una distancia



conocida D, obteniendo una lectura m_1 . Moviendo uno de los tornillos se desplaza la burbuja n divisiones, obteniendo en este caso la lectura m_2 .

El ángulo girado será:

$$\alpha = \frac{m_1 - m_2}{D}$$

La sensibilidad del nivel se obtendrá dividiendo el ángulo entre el número de divisiones:

$$s = \frac{\alpha}{n}$$

También puede definirse la sensibilidad de un nivel como el ángulo de giro correspondiente al desplazamiento de la burbuja en una división.

B) Aumento del anteojo

El anteojo está constituido por dos lentes convergentes, constituyendo un sistema dióptrico centrado. Se denomina aumento a la relación existente entre los ángulos bajo los que se ve la imagen de un objeto a través del anteojo y directamente. Depende exclusivamente de su configuración óptica.

C) Apreciación

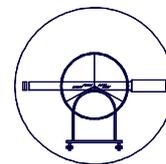
Los sistemas para marcar el valor de un determinado ángulo dependen de la constitución del microscopio de lectura. La apreciación define la bondad del conjunto limbo-microscopio para identificar completamente una lectura.

Los valores son muy diversos, siendo este parámetro el que más caracteriza la disposición del aparato para evaluar con precisión un determinado ángulo.

1.2.5. COMPROBACIONES Y CORRECCIONES

Con el simple propósito de tener una noción de las impresiones previas a la utilización de un teodolito se nombran algunas precauciones a considerar para comprobar el estado del instrumento. Para todos los efectos se considerará que el aparato topográfico está revisado y dispuesto para su uso, sin más limitaciones que las definidas en sus características técnicas particulares.

- Torcedura del eje principal: Es un defecto grave del aparato. Para comprobar su existencia se estaciona el teodolito, nivelándolo completamente, empleando uno de los giros, por ejemplo, el general del aparato. Fijando luego éste y soltando el de la alidada, debe permanecer nivelado. Si no sucede, existe torcedura del eje principal.
- Falta de perpendicularidad entre el eje de colimación y el secundario: Con el teodolito estacionado se observa, en horizontal, un punto lejano. Se efectúa vuelta de de campana y giro acimutal de 200^g (180°), con lo



cual, si no existe este error, se tendría visado al punto considerado. Si existiese variación, su valor será la mitad de la diferencia de lecturas acimutales en el punto de ambos casos. Para corregirlo se lleva el anteojo a la posición media entre las dos visuales, y moviendo lateralmente el retículo con los tornillos correspondientes se lleva la cruz filar hasta el punto visado.

- Corrección del eclímetro: Consiste en colocar éste de manera que con el aparato nivelado marque 0° (0°) ó 100 (90°). Caso de no ser así, la corrección se realiza con tornillos que hacen girar el limbo con independencia del anteojo o bien al revés. Esta corrección suele hacerse automáticamente en los nuevos modelos o bien a través de un nivel llamado por ello nivel de eclímetro, que hay que calar en cada puntería.

1.3. LA BRÚJULA

1.3.1. EL CAMPO MAGNÉTICO TERRESTRE

La existencia del campo magnético terrestre es conocida y ha sido analizado en otras disciplinas. La tierra se comporta como un imán esférico con polos magnéticos próximos a los polos geográficos.

Una aguja imantada toma en cualquier lugar de la tierra una dirección bien determinada, formando un diedro las direcciones del plano vertical que pasa por ella y el plano meridiano, denominado declinación magnética.

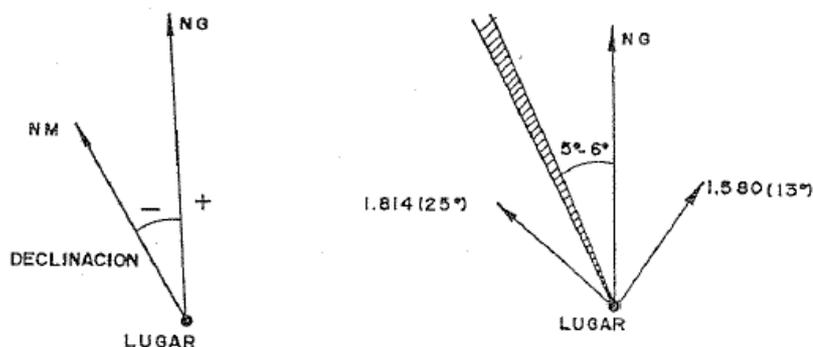
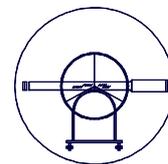


Figura Número 18.- Declinación magnética. Concepto y variación

La aguja está constituida por dos mitades. La parte Norte, que se dirige al norte (el Norte magnético actúa como Sur actualmente), y la parte Sur, que lo hace al sur.

Cuando la parte Norte queda al Oeste de la meridiana, la declinación magnética se dice que es occidental o negativa, mientras que si queda al Este, la declinación es oriental o positiva.

Las líneas que unen puntos de igual declinación magnética se denominan isógonas, y la isógona de valor cero se denomina ágonas o línea agónica.



Al seguir las líneas de fuerza la dirección del campo magnético y no ser éstas paralelas a la superficie terrestre, la parte Norte de la aguja se inclina hacia la tierra en el hemisferio Norte y la Sur en el hemisferio Sur, formando un ángulo con la horizontal, denominado inclinación magnética. Para evitarla, en el hemisferio Norte se disminuye de peso o bien se añade una abrazadera a la parte Sur de la aguja a modo de contrapeso, que es desplazable sobre la aguja.

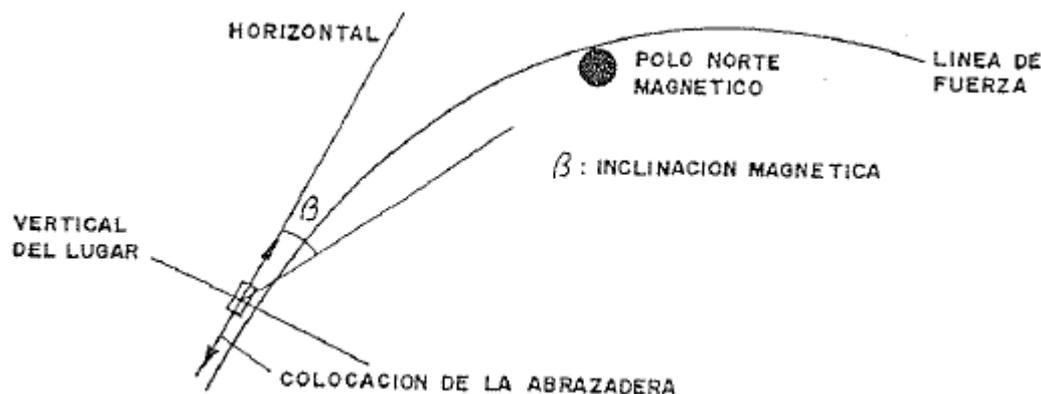


Figura Número 19.- Inclinación magnética

Las líneas que unen puntos de igual inclinación magnética se denominan isoclinas.

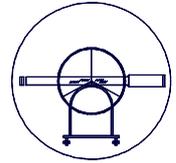
La intensidad del campo magnético tampoco es constante, siendo su componente horizontal correlativa con la inclinación. Las líneas que unen puntos de igual intensidad magnética se denominan isodinámicas.

La influencia de la inclinación magnética se puede anular con el contrapeso, pero introducir la influencia de la declinación magnética es imposible al tener variaciones seculares (aproximadamente el polo magnético gira sobre el geográfico con un periodo de 740 años), anuales (éstas no son tan sinusoidales, influyendo el número de manchas solares), mensuales (por efecto de la luna), diurnas (varía a lo largo del día), geográficas (dependen del lugar considerado) y accidentales (tormentas o tempestades magnéticas).

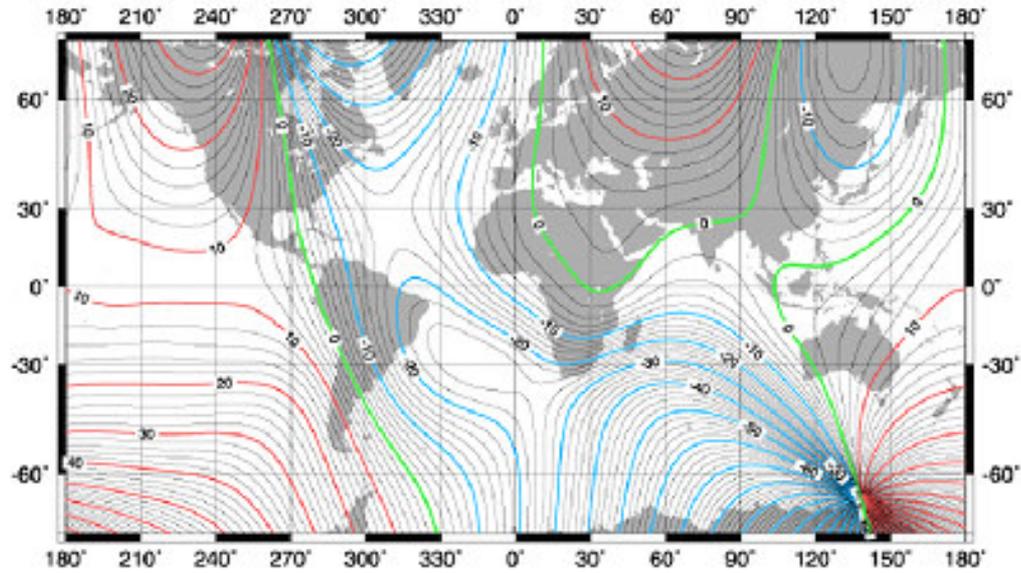
En España la declinación media actual es occidental, aumentando de Este a Oeste. En 1980 se tenían los valores: Mallorca ($2^{\circ}05'$), Toledo ($5^{\circ}46'$) y Canarias ($10^{\circ}04'$). La variación anual, como promedio en cada lugar, es de unos $6'$.

En París, en 1580 la declinación era oriental de 13° . Se anuló hacia 1663, pasando a ser occidental, alcanzando el máximo de 25° en 1814. A partir de ese momento desciende hasta hacerse nuevamente oriental.

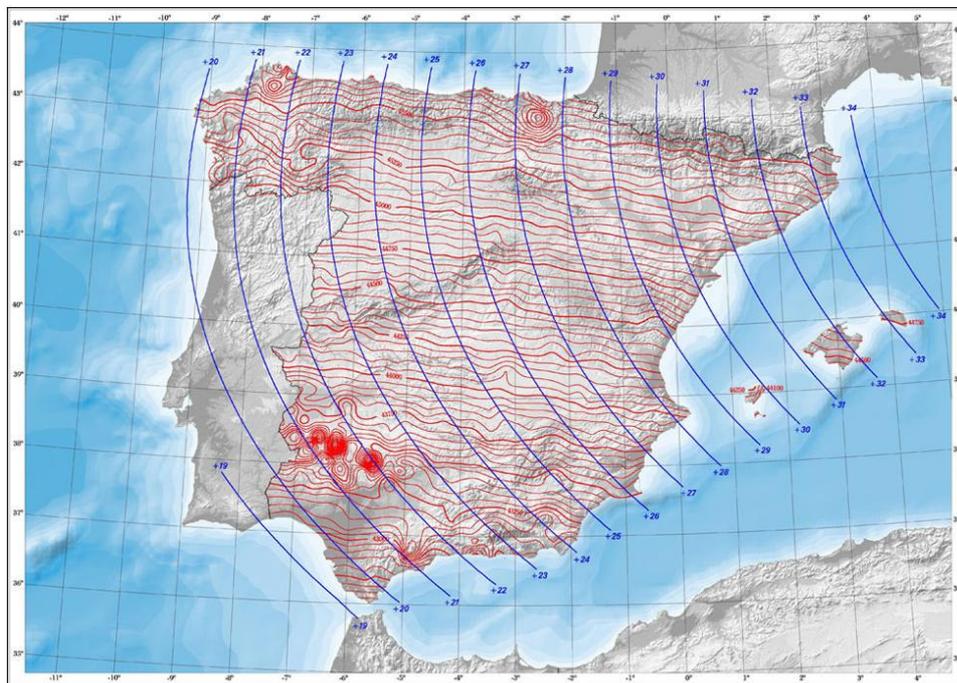
Un mapa, en el que se han trazado las líneas isógonas, isoclinas e isodinámicas, se denomina mapa magnético. En ellos debe ir muy explícita la fecha de realización.

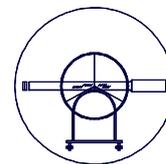


a) Carta de isógonas.

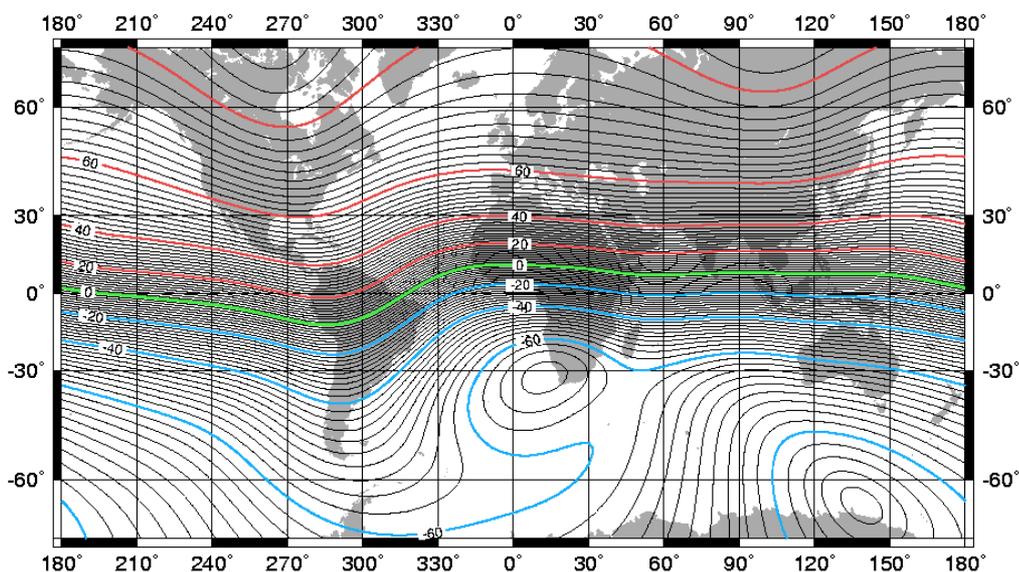


b) Carta de isodínamicas.





c) Carta de isoclinas.



1.3.2. TIPOS DE BRÚJULAS

La propiedad de las agujas imantadas de señalar siempre el norte magnético se utiliza en topografía, ya que conociendo el valor de la declinación en un lugar, permite orientar fácilmente las visuales, siempre que se trate de trabajos en los que no sea necesaria una gran precisión. Actualmente, en nuestro país basta restar el valor de la declinación magnética del rumbo de una visual para obtener su acimut, dado que la declinación es occidental. Las brújulas pueden ser:

- Brújulas de limbo móvil: El limbo acimutal gira con el anteojo, siendo la aguja la imantada y sirve como índice para hallar el valor del ángulo.
- Brújulas de limbo fijo: La aguja gira con el anteojo, estando el limbo fijo y unido a un imán y, por lo tanto, se orienta de forma automática.

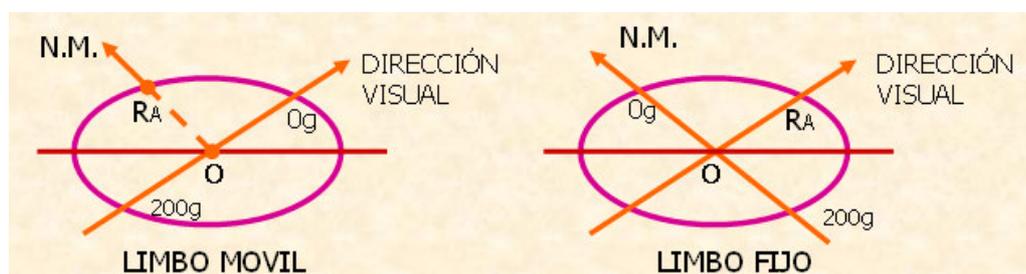
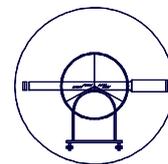


Figura Número 20.- Sistemas generales de brújulas

En cualquier caso, los rumbos así determinados son ángulos horizontales con respecto al norte magnético de la visual trazada por medio de un anteojo solidario con el sistema. Al anteojo se le puede dotar de un limbo vertical y de esta forma



tener la posibilidad de evaluar también ángulos verticales de idéntica forma que un teodolito.

1.3.3. COMPROBACIONES Y USOS

Antes de realizar la medición del rumbo hay que dejar que la aguja oscile libremente hasta alcanzar la posición de equilibrio. Es también aconsejable obtener lecturas con ambas puntas de la aguja en diferentes posiciones del limbo, debiendo ser la diferencia de lecturas de 200^g (180°).

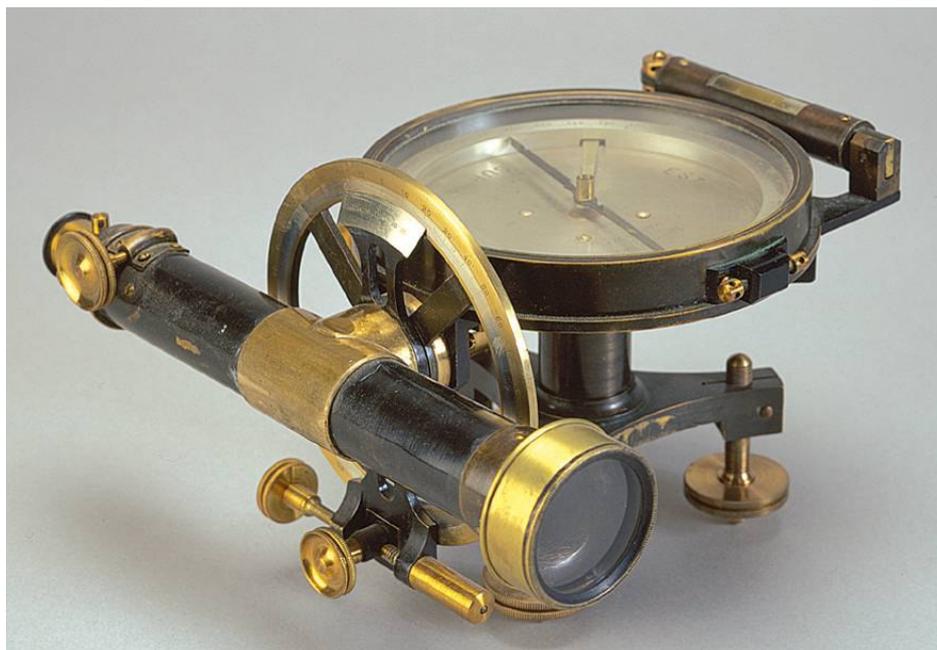


Figura Número 21.- Brújula con limbo vertical

La brújula puede utilizarse en topografía para evaluar ángulos de muy variada significación, siendo imprescindible contrastar la precisión que se espera de un valor dado. Las determinaciones más usuales son las siguientes:

- Determinación de ángulos: La brújula se utiliza como goniómetro para evaluar ángulos acimutales. Si se considera una brújula de limbo fijo, el ángulo existente entre dos visuales se obtiene por diferencia de sus rumbos.
- Determinación de la meridiana magnética: Haciendo estación con la brújula en el punto considerado queda materializada la dirección de la meridiana, que puede ser referencia respecto a un punto cualquiera.
- Determinación de la meridiana astronómica: Para determinar la dirección del norte geográfico es necesario hallar la declinación magnética del lugar y establecer la relación:

$$\text{acimut} = \text{rumbo} \pm \text{declinación}$$

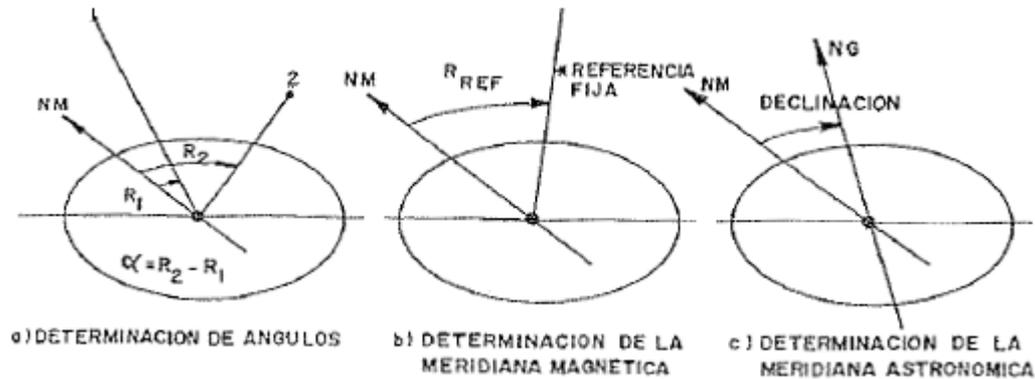
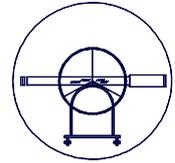


Figura Número 22.- Usos de la brújula

Para usar correctamente la brújula y poder trabajar con orientación respecto al norte/sur geográfico es necesario conocer la declinación del lugar. Para ello se realiza la operación denominada declinar la brújula, para lo que se estaciona el aparato en un vértice geodésico (si no tiene armadura) y se hacen punterías a todos los restantes que se puedan divisar desde él. Conociendo las coordenadas geodésicas de los vértices se puede obtener, con una precisión compatible, el valor de la declinación.

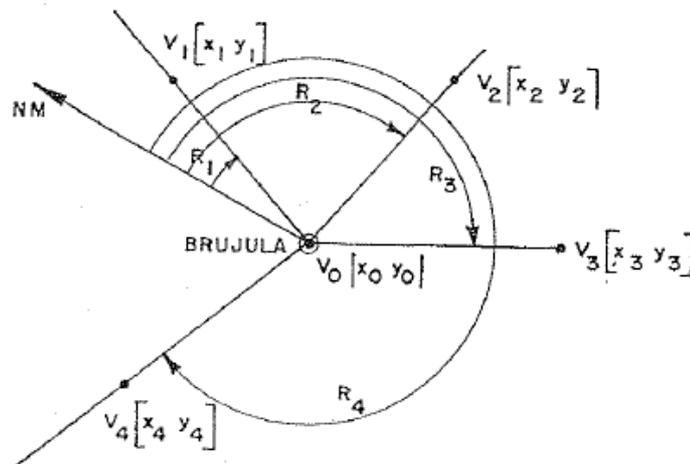
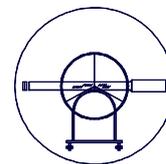


Figura Número 23.- Declinar una brújula

Para cualquier par de vértices geodésicos se verifica que el ángulo formado por la dirección del norte de cuadrícula y la dirección de los vértices se evalúa de la forma:

$$\theta_{ij} = \text{arc tg} \frac{x_j - x_i}{y_j - y_i}$$

siendo, en el caso de la figura, las siguientes expresiones:



$$\theta_0^{V_1} = \text{arc tg} \frac{x_1 - x_0}{y_1 - y_0}$$

$$\theta_0^{V_2} = \text{arc tg} \frac{x_2 - x_0}{y_2 - y_0}$$

$$\theta_0^{V_3} = \text{arc tg} \frac{x_4 - x_0}{y_4 - y_0}$$

Conociendo esta dirección se puede trabajar con ella, como aproximación a la meridiana geográfica, o bien evaluada con exactitud, calculando previamente la convergencia de meridianos. En cualquier caso, la declinación de la brújula en el lugar considerado y en el tiempo real será:

$$\text{Declinación} = \frac{(R_1 - \theta_0^{V_1}) + (R_2 - \theta_0^{V_2}) + \dots + (R_n - \theta_0^{V_n})}{n} = \frac{\sum_{i=1}^n (R_i - \theta_i)}{n}$$

siendo R_i el rumbo de todos los vértices usados desde el considerado y θ_i el ángulo desde el norte de cuadrícula, en una primera aproximación el norte geográfico, para una mayor precisión.

Puesto que el valor de la convergencia es muy variable (en Cantabria puede variar desde unos 11' en la zona oriental hasta 1°10' en la zona occidental), conviene siempre tenerla en cuenta.

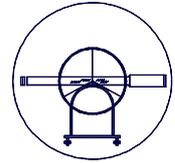
1.4. EL TEODOLITO ELECTRÓNICO

1.4.1. MEDICIÓN ELECTRÓNICA DE ÁNGULOS

El diseño general de los teodolitos no ha sufrido ninguna variación sustancial en el tiempo, aunque se produjeron avances en los materiales intervinientes, en la óptica y en el sistema de ofrecer la lectura angular. Un cambio radical tuvo lugar en la década de los 80, con la implantación de sistemas de lectura de círculo electrónico y de sensores para detectar la inclinación de la vertical del instrumento y su conexión con la distanciametría electrónica han hecho realidad su operatividad.

Parece que fue en 1977 en Estocolmo cuando se presentaron los primeros teodolitos electrónicos. A partir de ese momento, las investigaciones se orientaron hacia la implantación de sistemas de lectura de círculo electrónico. Tan solo a partir de los años ochenta el coste de estos instrumentos les hizo competitivos.

La medición angular (acimutal o cenital) se establece a partir de captaciones dinámicas con exploración óptico-electrónica o bien por métodos basados en un sistema de evaluación incremental por vía óptica. De esta forma, entre dos



posiciones fijas (una inicial y otra final) sobre los limbos horizontal y vertical se determinan los valores angulares de forma rápida y con precisión similar a los logrados con los teodolitos ópticos.

El esquema funcional coincide con el teodolito descrito, salvo que el esquema se articula en la sustitución de los limbos clásicos por un círculo de vidrio con una serie de divisiones electrónicamente discretizadas, que accionadas convenientemente, marcan en pantalla, de forma numérica, el valor del ángulo leído.

1.4.2. SISTEMAS DE EVALUACIÓN DE ÁNGULOS

Existen varias formas o sistemas de establecer la medida electrónica de un determinado ángulo por medio de un teodolito.

A) Sistemas basados en la conversión de analógico a digital

El método supone convertir una determinada lectura al código binario por medio de un codificador. El círculo convenientemente codificado es leído por fotosensores, otorgando posiciones de luz y oscuridad en paralelismo con los valores angulares. De esta forma se obtiene una lectura angular para cada visual. El ángulo quedaría establecido como diferencia de lecturas.

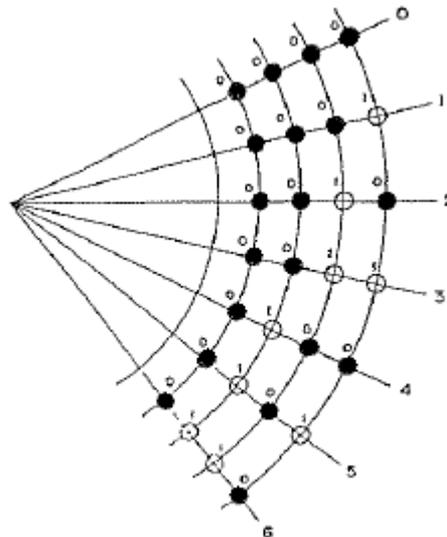


Figura Número 24.- Sistema absoluto

B) Sistemas basados en codificadores ópticos

El codificador giratorio incremental óptico está formado por una escala principal y una escala secundaria, junto con una sección sensora. La variación de luz y sombra que se genera cuando la escala principal gira un paso se transforma en señal sinusoidal susceptible de ser cuantificada y codificada.

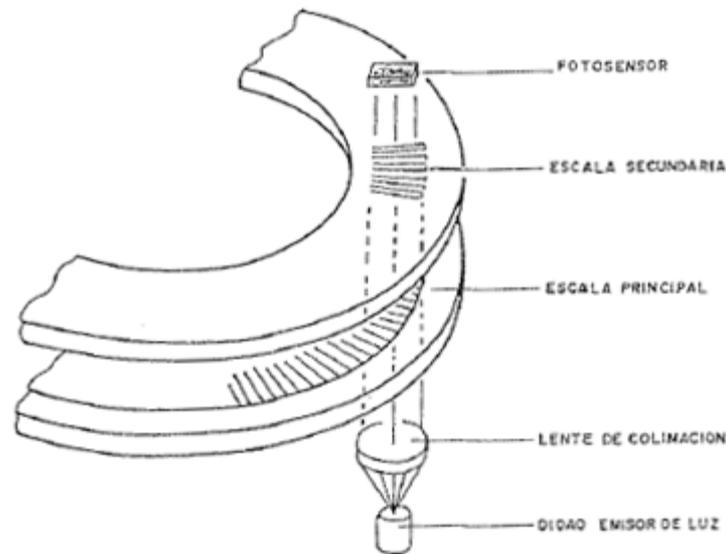
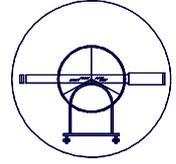


Figura Número 25.- Sistema incremental

C) Sistemas basados en la captación dinámica del ángulo

En cada medida son auscultados todos los trazados del círculo, eliminando posibles errores. Estableciendo un origen se determina el número entero de divisiones y por medio de un comparador se determina el desfase existente en la medición.

Un motor impelente hace rotar al círculo a través de dos parejas de fotodiodos, los cuales se encuentran diametralmente dispuestos. Uno es fijo L_F y hace oficio de posicionador en el origen de la evaluación angular. El otro es móvil L_M y recorre todas las posiciones posibles del círculo de forma solidaria con el antejo del aparato.

La determinación de un valor angular Φ entre los dos diodos se lleva a cabo midiendo la diferencia de fase entre las señales recibidas de L_F y L_H . Si ambas están en concordancia de fase, el ángulo estará definido por el número entero de unidades de fase. Si la señal de L_H se halla desplazada con respecto a la de L_F , la relación vendrá dada por:

$$\phi = n\Phi_o + \Delta\Phi$$

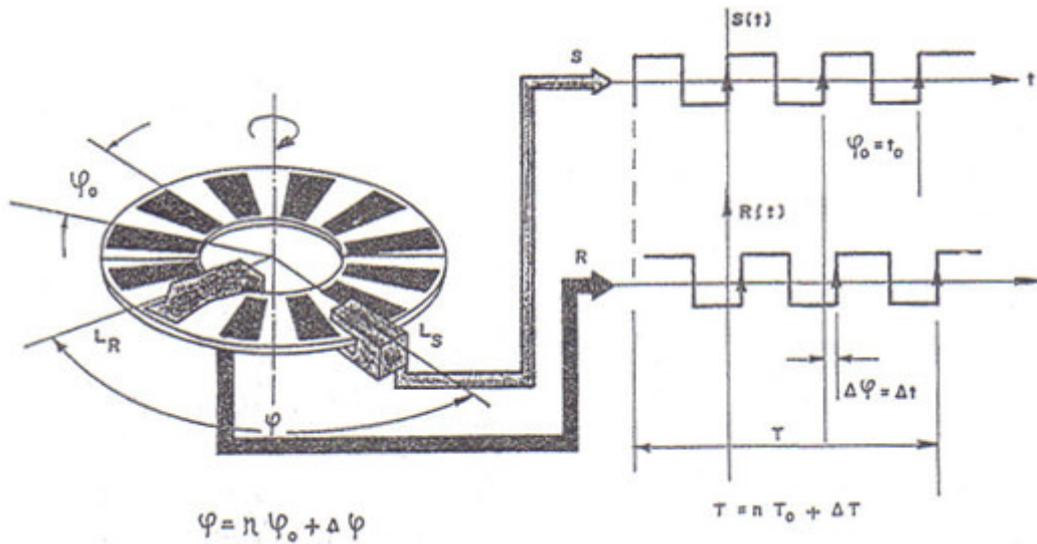
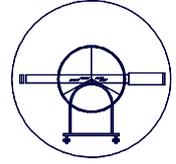
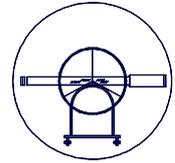


Figura Número 26.- Sistema dinámico

Lo interesante de este tipo de instrumento es la gran ventaja de ofrecer las dos lecturas angulares de forma digital y, por lo tanto, susceptible de ser captada y almacenada de manera automática sobre un soporte magnético (libreta electrónica).



Figura Número 27.- Lecturas angulares de un teodolito electrónico



Otra gran ventaja que tienen los teodolitos electrónicos con respecto a los ópticos es la inclusión de sensores electrónicos que detectan automáticamente y corrigen cualquier inclinación del eje vertical del aparato. Aumentan la precisión total, dado que disminuye el error de verticalidad.

1.5. ERRORES EN LAS MEDIDAS ANGULARES

1.5.1. ERRORES SISTEMÁTICOS Y ACCIDENTALES

Como sucede en cualquier medida, hay que diferenciar entre errores sistemáticos, que son propios del instrumento y actúan siempre con igual magnitud y en el mismo signo, y los errores accidentales, que dependen de los sentidos del operador, de las condiciones ambientales, etc., siendo variables en magnitud y sentidos. Estos son los peligros y es necesario realizar su estudio y controlar su influencia.

Los errores sistemáticos se han enumerado ya como condiciones que debe reunir el teodolito, siendo necesario efectuar las coordenadas de manera que el error total de los residuos resultantes sea menor que la precisión global del aparato.

Los errores accidentales a considerar son los que se pormenorizan a continuación.

1.5.1.1. Error de verticalidad

Este error se produce por la falta de verticalidad del eje principal del aparato. La no coincidencia del eje principal, posicionado por el operador con la incertidumbre que otorga la sensibilidad del nivel y de la verticalidad del lugar, confiere un error en la evaluación del ángulo. La influencia es muy distinta en las observaciones acimutales y en las cenitales, debiendo estudiar ambas separadamente.

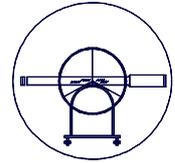
El estudio se realiza comparando la influencia que produce apartar la posición del eje del aparato de la vertical del lugar sobre la esfera de radio unidad, demostrándose que para observaciones acimutales el error resulta $\varepsilon_v = \frac{S}{12}$ y para

observaciones cenitales $\varepsilon_v = \frac{S}{3}$.

1.5.1.2. Error de dirección

El error de dirección tiene su origen, exclusivamente, en la operación de estacionar el aparato y posicionar el elemento de puntería y repercute tan solo, pero de manera muy significativa, en la evaluación del ángulo horizontal.

Al estacionar el aparato en un punto E existirá una desviación ε_E entre el punto marcado y el punto verdadero, definido por la intersección del eje vertical del aparato y el terreno.



De la misma forma, la señal observada tendrá una desviación ε_p respecto a la posición real del punto considerado.

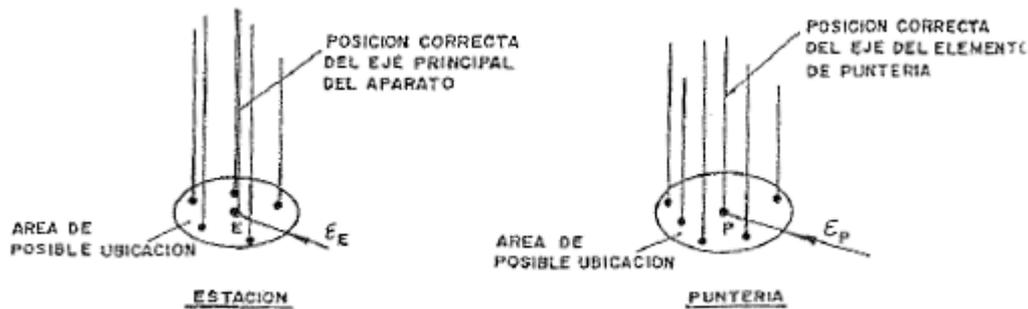


Figura Número 28.- Elementos intervinientes del error de dirección

Denominando ε_E y ε_P a las máximas desviaciones admisibles entre el punto marcado en E y P y el verdadero estacionamiento dado, tanto del aparato como de la puntería, se obtiene el lugar geométrico del recinto de variabilidad de ambos puntos, círculos de radio ε_E y ε_P .

El caso más desfavorable se producirá cuando al sumar los dos errores quede la visual tangente interior a ambos círculos.

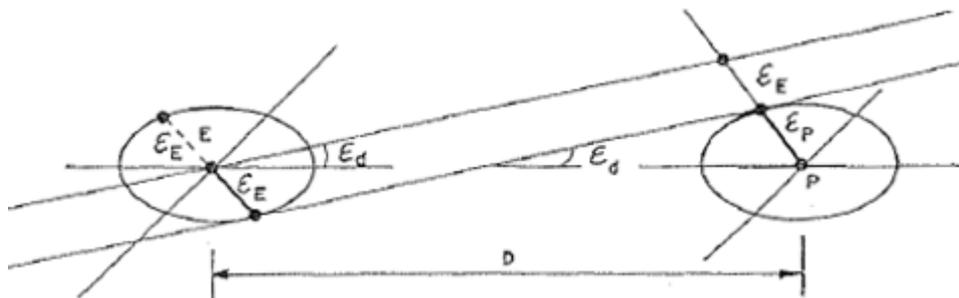


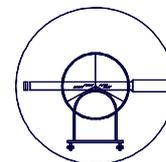
Figura Número 29.- Evaluación del error de dirección

$$\text{sen } \varepsilon_d = \frac{e_e + e_p}{D} \approx \varepsilon_d = \frac{e_e + e_p}{D}$$

Expresado en segundos y suponiendo las tres distancias en idénticas unidades, resulta:

$$\varepsilon_d = \frac{e_e + e_p}{D} 206265 \text{ , expresado en segundos sexagesimales}$$

$$\varepsilon_d = \frac{e_e + e_p}{D} 636620 \text{ , expresado en segundos centesimales}$$



Este error repercute muy notoriamente en las visuales de cortas distancias. En la actualidad, los teodolitos van dotados de plomada óptica o electrónica, reduciendo el valor de ϵ_e . El error, al hacer lectura en el elemento de la puntería, es mucho más peligroso, dado que al utilizar mira o prisma, la posición en el punto a captar información queda fuera del control del observador, dependiendo tan solo de la disposición del auxiliar.

Es destacable que la falta de verticalidad del jalón que sostiene el prisma o de la estadía vertical provoca un incremento del error de dirección. Para trabajos de precisión existen dispositivos para atenuar o eliminar el error de dirección.

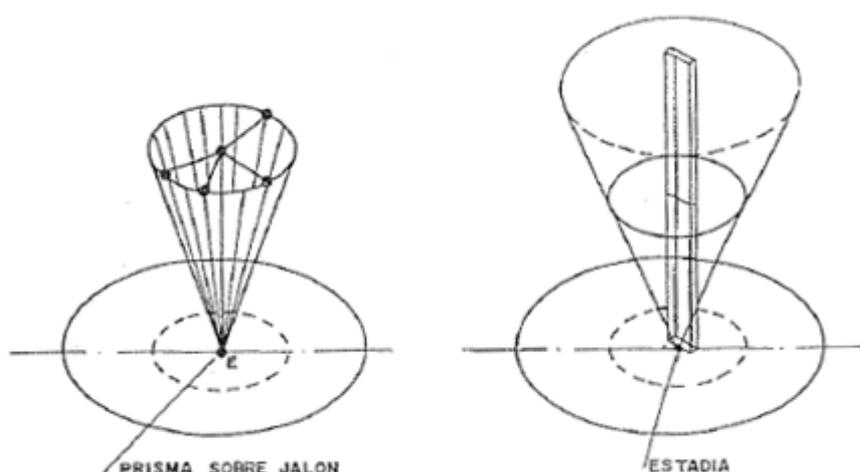


Figura Número 30.- Falta de verticalidad en los elementos de puntería

1.5.1.3. Error de puntería

Dado que la coincidencia de los hilos de la cruz filar del aparato con el objeto puntual que se desea visar no es perfecta, dadas las imperfecciones de las lentes incluidas en el anteojo, se produce un error de puntería que hay que evaluar por separado según se trate de observaciones cenitales o acimutales.

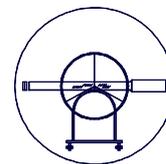
Está demostrado que el error de puntería se considera $\epsilon_p = \frac{k}{A} \left(1 + \frac{4A}{100} \right)$, siendo k

una constante que depende de la óptica de las lentes cuyos valores máximos para observaciones acimutales son 30^{cc} ó 10^{''} y para centesimales 150^{cc} ó 50^{''}.

1.5.1.4. Error de lectura

En cualquier caso de lectura angular de un instrumento topográfico, el error de lectura viene dado por los 2/3 de la apreciación del aparato:

$$\epsilon_L < \frac{2}{3} a$$



siendo “a” la apreciación del aparato.

1.5.1.5. Error total

Según la ley de transmisión de errores, el error total se obtiene componiendo cuadráticamente los errores tratados con anterioridad:

A) Error total para una observación acimutal

$$\varepsilon_T^H < \sqrt{\varepsilon_V^2 + \varepsilon_p^2 + \varepsilon_d^2 + \varepsilon_1^2}$$

B) Error total para una observación cenital

$$\varepsilon_T^C < \sqrt{\varepsilon_V^2 + \varepsilon_p^2 + \varepsilon_1^2}$$

1.5.2. MÉTODOS PARA AUMENTAR LA PRECISIÓN

Uno de los métodos usuales en topografía para aumentar la precisión de la medición es la repetición de la observación. En la evaluación de las medidas angulares es necesario acotar este extremo, pues no es rigurosamente cierto en un contexto global.

Con la repetición de medidas, el error de verticalidad y el error de dirección no experimentan mejoría en la precisión. El primero por depender de un parámetro ajeno al sistema de observación (sensibilidad del aparato), y el segundo por depender del modo en que se estaciona el aparato y se coloca la puntería. Si el doblete estación-puntería está mal posicionado, aunque se repita la medición no se gana precisión. En cualquiera de los dos casos, es preferible volver a realizar completamente el proceso: estacionar, colocar el sistema de puntería y observar.

El error de lectura y de puntería queda mejorado, dado que es usual en medidas angulares de cierta repercusión en el trabajo global hacer una nueva puntería y, por lo tanto, una nueva lectura, leyendo en otro lugar del limbo, realizando la vuelta de campana del teodolito, tal y como quedó descrita en un apartado anterior.

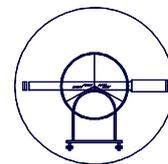
Este procedimiento de mejorar el error angular total de una medida angular de la forma definida se denomina regla de Bessel.

. Primera lectura angular: l_1

. Segunda lectura angular: l_2

. Valor angular adoptado: $l = \frac{l_1 + l_2}{2}$

. Error de puntería: $\varepsilon_p = f(A) \frac{1}{\sqrt{2}}$



. Error de lectura:
$$\varepsilon_l = f(a) \frac{1}{\sqrt{2}}$$

siendo $f(A)$ y $f(a)$ las expresiones función del aumento y apreciación del instrumento analizado anteriormente.

SUPUESTO PRÁCTICO

Para realizar una campaña de observaciones angulares se utiliza un teodolito Wild T-2, que tiene las siguientes especificaciones técnicas:

- . Aumentos: 30
- . Sensibilidad: 20"
- . Apreciación: 1"

Sabiendo que la distancia de observación es 1.500 m. y que se observa el ángulo directo y el inverso, hallar el error total acimutal y cenital.

RESOLUCIÓN

A) Cálculo del error total acimutal

1.- Error de verticalidad:

$$\varepsilon_V = \frac{1}{12} S = \frac{20}{12} = 1,7''$$

2.- Error de dirección (se considera $e_e + e_p = 2,5$ cm.):

$$\varepsilon_D = \frac{0,025}{1500} 206265 = 3,4''$$

3.- Error de puntería:

$$\varepsilon_P = \frac{k}{A} \left(1 + \frac{4A}{100} \right) = \frac{10}{30} \left(1 + \frac{120}{100} \right) \frac{1}{\sqrt{2}} = 0,52''$$

4.- Error de lectura:

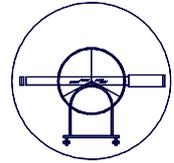
$$\varepsilon_L = \frac{2}{3} a \frac{1}{\sqrt{2}} \sim \frac{a}{2} = \frac{1}{2} = 0,5''$$

$$\text{Error total acimutal: } \varepsilon_T^H = \sqrt{\varepsilon_V^2 + \varepsilon_D^2 + \varepsilon_P^2 + \varepsilon_L^2} = \sqrt{1,7^2 + 3,4^2 + 0,5^2 + 0,5^2} = 3,9''$$

B) Cálculo del error total cenital

1.- Error de verticalidad:

$$\varepsilon_V = \frac{1}{3} S = \frac{20}{3} = 6,7''$$



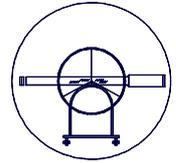
2.- Error de puntería:

$$\varepsilon_p = \frac{k}{A} \left(1 + \frac{4A}{100} \right) = \frac{50}{30} \left(1 + \frac{120}{100} \right) \frac{1}{\sqrt{2}} = 2,6''$$

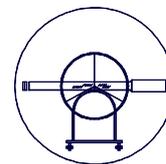
3.- Error de lectura:

$$\varepsilon_L = \frac{2}{3} a \frac{1}{\sqrt{2}} \approx = \frac{a}{2} = \frac{1}{2} = 0,5''$$

$$\text{Error total cenital: } \varepsilon_T^C = \sqrt{\varepsilon_V^2 + \varepsilon_p^2 + \varepsilon_L^2} = \sqrt{6,7^2 + 2,6^2 + 0,5^2} = 7,2''$$



2. MEDIDA DE DISTANCIAS



2.1. MEDIDA DIRECTA DE DISTANCIAS

2.1.1. INTRODUCCIÓN

Medir una determinada longitud, de forma directa, es compararla con otra longitud que se toma como unidad.

En los trabajos topográficos usuales tan solo se utiliza este sistema de medición en ocasiones, que corresponden a dos facetas bien diferenciadas, casi siempre en circunstancias puntuales: medición de distancias sin necesidad de grandes precisiones y medidas particulares con necesidad de grandes precisiones.

En los trabajos topográficos, la medición más generalizada está entroncada en mediciones indirectas de distancias.

2.1.2. CINTAS MÉTRICAS Y REGLAS

Las cintas normales y los rodetes suelen ser de tela, plástico o fibra, con el claro exponente de instrumento para evaluar distancias de forma rápida y poco precisa. El envejecimiento del material y las deformaciones son tan importantes que su campo de actuación es muy restringido.

La cinta metálica tiene una precisión muy superior, con un error relativo que puede aproximarse al valor $1/2.000$. Estructuralmente está constituida por una laminilla de material metálico de dimensiones variables y longitud imperante 25 ó 50 metros.

Si se utilizan cintas contrastadas y se aplican las correcciones recomendadas por el fabricante, la precisión puede incrementarse. Los principales parámetros de la cinta metálica son:

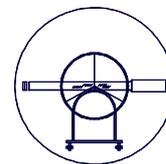
- . Longitud de la cinta: l
- . Peso por unidad lineal: P
- . Coeficiente de dilatación: α
- . Módulo de elasticidad: E

En una determinada medida hay que corregir los efectos provocados por la falta de nivelación y de alineación, y por los efectos catenaria, térmicos y ocasionados por la lectura.

Si se necesita obtener mayor precisión en la medida directa de distancia es necesario utilizar otro tipo de instrumental, como las reglas o reglones. Este equipo está compuesto, al menos, por dos reglas, que se colocan alineadas y niveladas sobre unos soportes adecuados. Los espacios entre las reglas se pueden evaluar, obteniéndose errores relativos próximos al valor $1/10.000$.

Estas reglas, inicialmente de madera, se han utilizado en su variedad metálica. La más conocida ha sido la regla bimetálica, diseñada por Ibáñez de Ibero. Tenía una longitud de 4 m. y con ella se evaluó la distancia de la base de Madrideojos, que sirvió para determinar el triángulo inicial de la Red Geodésica Española. Con ella se midieron los 14.657 m. de longitud entre el vértice de Bolos y el de Carboneras.

La medición fue realizada en 1858. La base se midió en cinco tramos, y comprobaciones posteriores otorgaron precisiones absolutas inferiores a 3 mm.



Las reglas metálicas o bimetálicas tienen el gran inconveniente de la limitación de longitud y dificultad de manejo por su peso excesivo. Su empleo quedó sustituido por el uso de los hilos invar.

2.1.3. HILOS ÍNVAR

El invar es una aleación (64% Fe, 36% Ni) fácilmente maleable y dúctil, con coeficiente de dilatación muy próximo a cero y de densidad 8 gr/cm³.

El equipo es manejado por dos operadores, uno en cada extremo, haciendo que la vertical del extremo coincida con el inicio de la medición y marcando, de igual manera, el extremo del hilo.

En Europa se utilizan hilos de 24 m., mientras que en EEUU se usan 50 m. En la medición se utilizan dos clases de trípodes, unos con una polea para estirar el hilo mediante una pesa de 10 kg. y los otros con un microscopio que permitirá leer la distancia.

El error relativo medio de este sistema de evaluar longitudes es del orden de $1/25.000 \div 1/50.000$.

En las mediciones con hilos invar hay que tener en cuenta aspectos circunstanciales de la manipulación que afectan de forma directa a la evaluación final de la distancia y corregir determinados efectos provocados por el propio instrumental:

- Corrección por alineación.
- Corrección por inclinación.
- Corrección por elasticidad.
- Corrección por dilatación.
- Corrección por catenaria.

2.2. MEDIDA INDIRECTA DE DISTANCIAS POR MÉTODOS ESTADIMÉTRICOS

2.2.1. FUNDAMENTO DE LA ESTADÍA

Los métodos estadimétricos tienen su fundamento en la proporcionalidad existente entre la longitud interceptada por la visual en los trazos del anteojo, con su correspondiente referencia exterior.

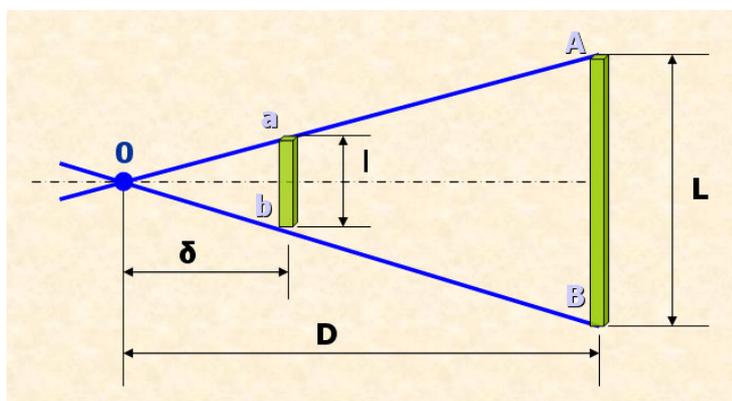
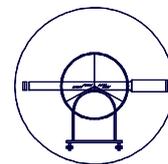


Figura Número 31.- Correspondencia fundamental



De la figura se obtiene la fórmula fundamental de la estadimetría:

$$\frac{\delta}{l} = \frac{\delta}{L} \rightarrow D = \frac{\delta}{l} L$$

Según se consideren constantes o variables los elementos que integran la relación fundamental, aparecen los diversos tipos de estadímetros.

A) Estadímetro de primera categoría

Se mantienen constante las magnitudes δ y l . Por lo tanto, la relación fundamental resulta

$$D = \frac{\delta}{l} L = K \cdot L$$

la distancia D es proporcional a la longitud de estadia interceptada. A la constante K se le denomina constante diastimométrica o estadimétrica. Los taquímetros usuales son de este tipo y el valor usual de la constante es 100, aunque también existen valores de 50 y 200.

B) Estadímetro de segunda categoría

Se mantienen constantes las magnitudes δ y L . La relación fundamental resulta:

$$D = \frac{\delta \cdot L}{l} = \frac{K_1}{l}$$

C) Estadímetro de tercera categoría

Se mantienen constantes las magnitudes l y L . La relación fundamental resulta:

$$D = \frac{L}{l} \delta = K_2 \delta$$

la distancia es directamente proporcional a la distancia δ .

2.2.2. ANTEOJOS ESTADIMÉTRICOS. EL TAQUÍMETRO

2.2.2.1. Aspectos diferenciadores

El anteojo puede utilizarse como estadímetro cuando el retículo lleva impreso, además de la cruz filar, dos trazos (trazos estadimétricos), simétricamente situados del punto de intersección de los hilos que configuran la cruz.

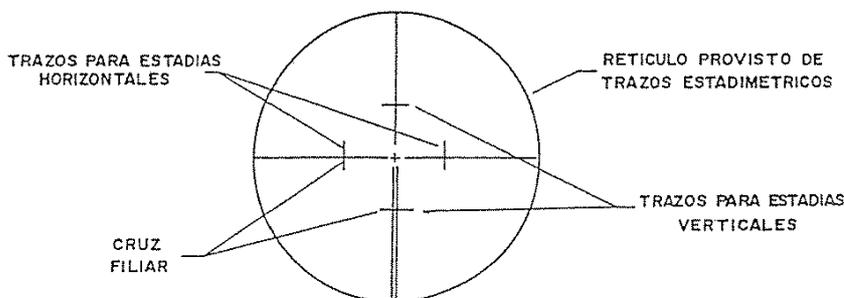
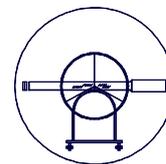


Figura Número 32.- Retículo de un taquímetro



La existencia de estos trazos estadimétricos marca la principal diferencia de funcionalidad con el teodolito, al que es similar, en líneas generales. Como aspectos diferenciadores, pueden señalarse los siguientes:

- El taquímetro necesita menor precisión en la medida de ángulos horizontales y verticales.
- El taquímetro permite evaluar distancias por métodos estadimétricos (distanciometría óptica).
- El taquímetro suele ser repetidor en vez de reiterador como el teodolito, pues para su empleo es muy útil llevar orientado el instrumento.
- El taquímetro permite captar la información completa, posicionando el punto en el espacio de forma concreta. El teodolito definía tan solo una dirección (infinitas posiciones).

2.2.2.2. Funcionalidad del taquímetro

Con las limitaciones propias de su funcionalidad, este instrumento, junto con la brújula taquimétrica, configuró durante muchos años el esquema básico de la taquimetría operativa y sigue siendo hoy válido el sistema, sustituyendo la distanciometría óptica por la electrónica.

El taquímetro necesita de una estadia para evaluar la distancia. La estadia vertical, usualmente denominada mira, permite establecer la relación fundamental de la distanciometría óptica.

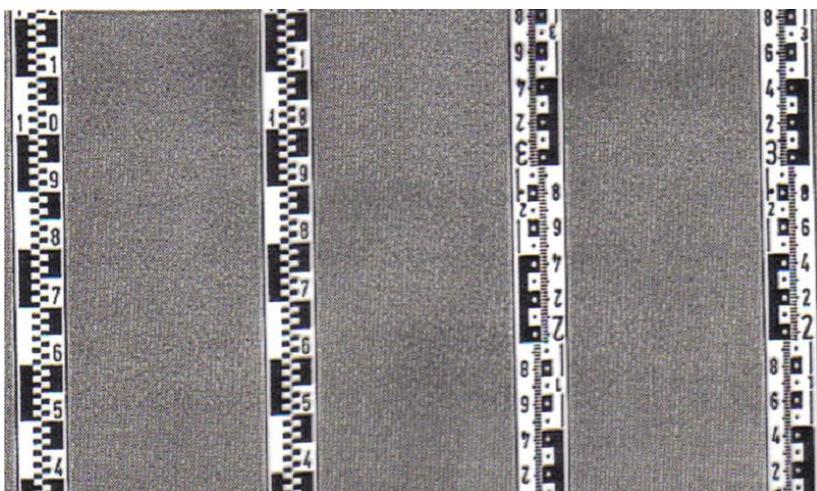
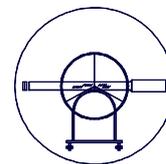


Figura Número 33.- Estadia vertical

El fundamento del sistema trazos estadimétricos para evaluar distancias está referenciado en lo señalado para el estadímetro de primera categoría. En el retículo existen dos hilos grabados simétricos respecto a la horizontal central a una distancia δ conocida, con separación l entre ellos. Al observar la estadia vertical a una distancia D , los hilos estadimétricos quedan proyectados sobre la estadia, obteniéndose una magnitud L , resultante de la diferencia de lecturas de ambos hilos sobre ella. Por semejanza de triángulos se obtiene el valor de la distancia:



$$\frac{\delta}{l} = \frac{D}{L} \rightarrow D = \frac{\delta}{l} L$$

siendo los valores de δ y l constantes (estadias de primera categoría), variando la distancia en proporción directa al tramo L interceptado por los hilos en la estadia.

$K = \frac{\delta}{l}$ es la constante diastimométrica, que suele valer $K=100$, lo que significa que 1 cm. de mira interceptada por los hilos equivale a 1 m. de distancia en el terreno, con las particularidades que posteriormente se comentarán.

La relación establecida corresponde al caso ideal de la perpendicularidad entre el eje del aparato y la estadia vertical, extremo que también hay que comentar debido a que dicha perpendicularidad no se suele dar en la observación.

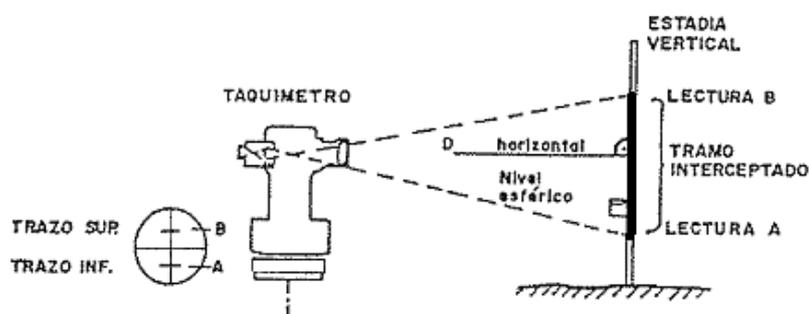


Figura Número 34.- Condición de proporcionalidad

Para mantener la correspondencia en cualquier caso sería preciso obligar a la perpendicularidad entre la visual desde el aparato y la estadia vertical.

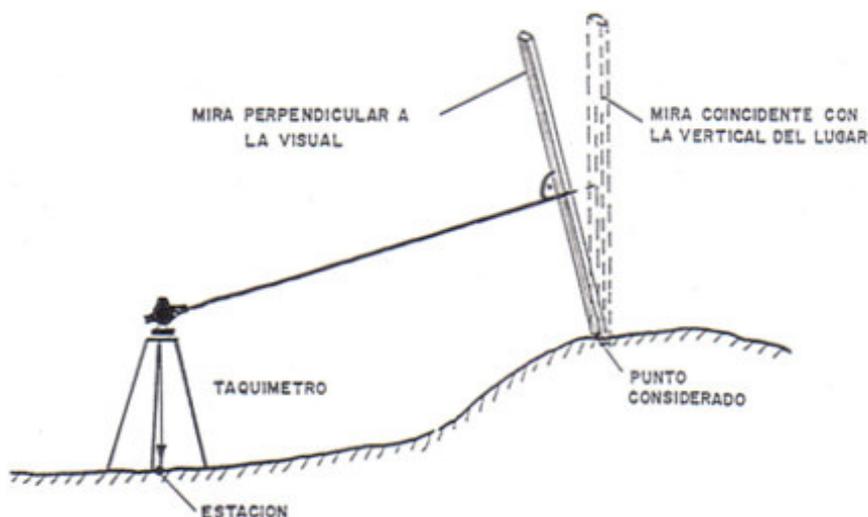
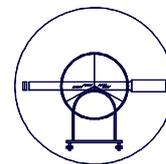


Figura Número 35.- Condición para verificar la proporcionalidad

Dada la dificultad de lograr en campo esta condición, es preferible situar la estadia en la vertical del lugar y establecer una serie de correcciones adicionales.



2.2.3. RELACIONES TAQUIMÉTRICAS

La taquimetría configura la serie de operaciones necesarias para establecer la información posicional de un punto con relación a otro, utilizando como elemento captador de los datos necesarios el taquímetro.

El posicionamiento en altura permite establecer la diferencia de cota entre dos puntos y evaluar la distancia en proyección horizontal (distancia reducida).

2.2.3.1. Evaluación de distancias

La distancia evaluada, la distancia geométrica y la distancia reducida se pueden obtener con el taquímetro. Entre ellas hay unas relaciones que es necesario determinar y que, en cierta medida, condicionan el resultado final.

Sea una visual relativa a dos puntos sobre el terreno, P y Q, y sea AB el intervalo interceptado en la estadia vertical, correctamente posicionada.

El intervalo interceptado en la estadia situada sobre el punto considerado y en posición coincidente con la vertical del lugar determina un segmento sustentado por una línea que usualmente no es perpendicular a la visual que pasa por el centro de la cruz filar.

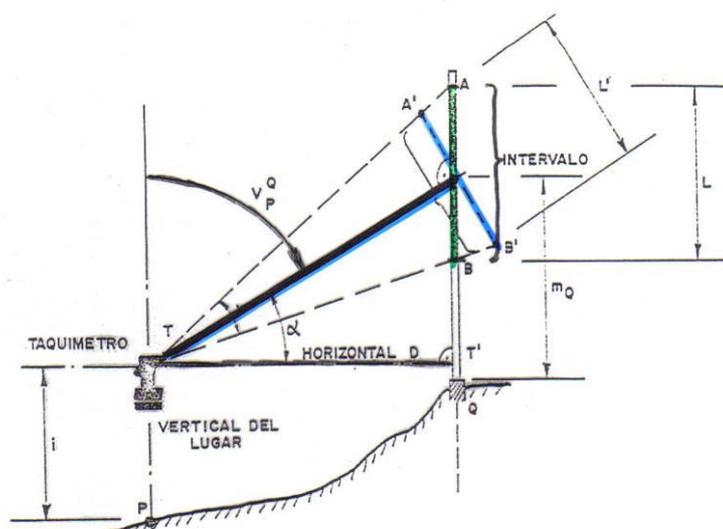
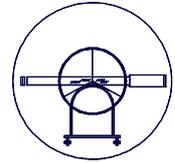


Figura Número 36.- Relación de distancias

La falta de perpendicularidad entre la visual y la estadia hace que el intervalo AB interceptado en la mira por los hilos estadimétricos sea diferente al interceptado en la estadia en el estado de perpendicularidad A'B'.

Al valor realmente interceptado AB se le suele denominar número generador, que puede ser expresado en unidad de mira o bien en distancia sobre el terreno, aplicando la constante diastimométrica, pero sin representación real. El verdadero valor interceptado en la mira es A'B' y sirve para evaluar la distancia geométrica TR.

Para calcular la relación que existen entre AB y A'B' se analizan los triángulos formados, obteniéndose los siguientes valores:



- Lectura en la estadia vertical: L
- Distancia geométrica TR: $Dg = K L \operatorname{sen} V$
- Distancia reducida TT': $D = K L \operatorname{sen}^2 V$

Para captar el número generador se tiene libertad en el establecimiento de la visual, fijando de esta forma el ángulo cenital. También, en el marco del entorno establecido, se puede establecer sensiblemente la visual en el plano vertical hasta fijar a voluntad uno de los hilos estadimétricos en la estadia, facilitando de esta forma la lectura del número generador.

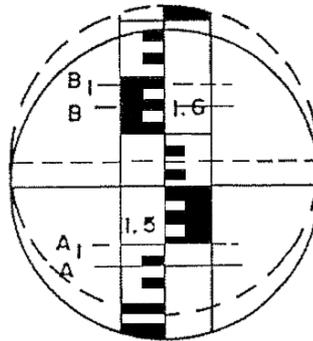


Figura Número 37.- Posicionamiento del hilo estadimétrico

2.2.3.2. Evaluación del desnivel

El taquímetro permite evaluar el desnivel existente entre el punto estación y el punto visado. Para ello, estacionando el taquímetro en A (altura del aparato i_A) y haciendo puntería a la estadia vertical colocada en B (a una altura de mira m_B), el ángulo vertical obtenido es V_A^B y la distancia geométrica obtenida a partir del número generador es $(Dg I_A^B)$.

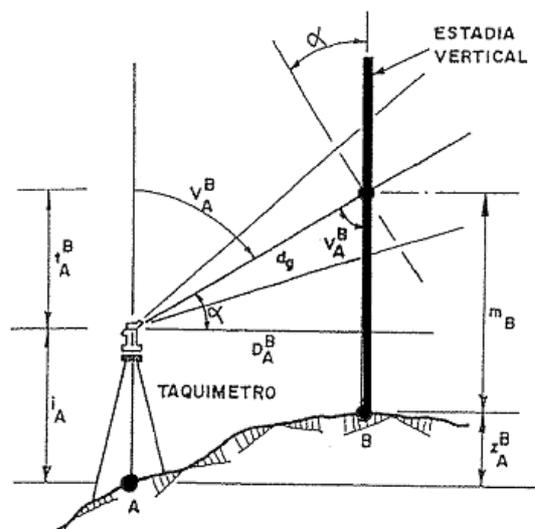
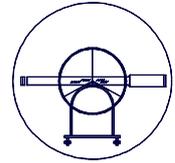


Figura Número 38.- Esquema elemental de la taquimetría. Terreno ascendente



En el triángulo marcado se verifica:

$$\cot g V_A^B = \frac{t_A^B}{D_A^B} \rightarrow t_A^B = D_A^B \cot g V_A^B$$

siendo D_A^B la distancia reducida de A a B.

Denominando ΔZ_A^B al desnivel existente entre A y B, en la figura queda la igualdad fundamental:

$$m_B + \Delta Z_A^B = t_A^B + i_A$$

despejando el valor del desnivel entre los puntos A y B:

$$\Delta Z_A^B = t_A^B + i_A - m_B$$

Si la lectura a la puntería se hiciese a una altura de mira m_B tal que $m_B = i_A$, resultaría una relación más sencilla:

$$\Delta Z_A^B = t_A^B$$

Si el terreno fuera descendente, la relación permanecería inalterada.

$$t_A^B = D_A^B - \cot g V_A^B$$

como la cotangente del ángulo cenital es negativa, t es un valor negativo.

$$\Delta Z_A^B = t_A^B + i_A - m_B$$

Esta expresión del desnivel es general, obteniendo el valor del desnivel con su signo.

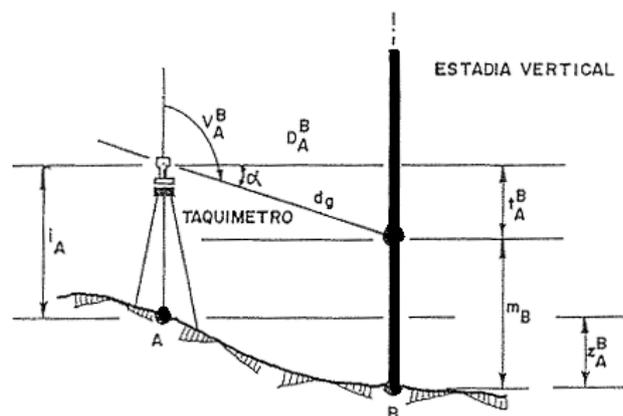
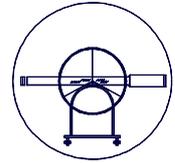


Figura Número 39.- Esquema elemental de la taquimetría. Terreno descendente

2.2.3.3. Introducción al empleo de coordenadas

El taquímetro es el aparato topográfico que permite, con los datos tomados en campo desde un punto determinado A de coordenadas planimétricas cartesianas (x_A, y_A) , obtener las coordenadas en el mismo sistema referencial del punto



observado $B(x_B, y_B)$. De igual forma, conociendo la cota del punto A, Z_A , permite conocer la cota del punto B, Z_B .

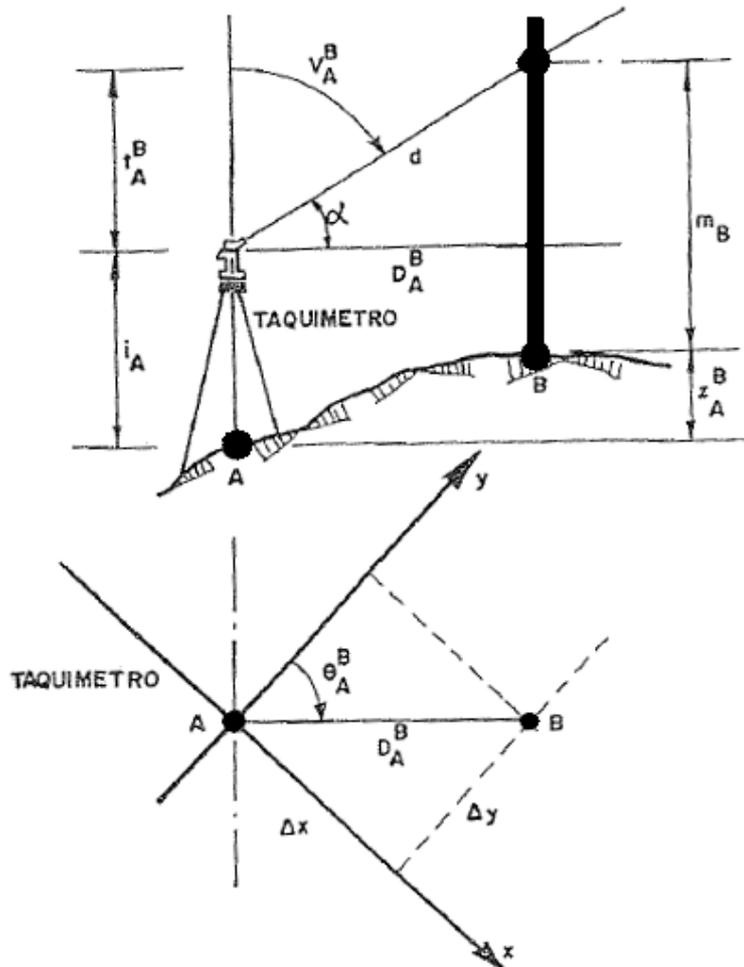
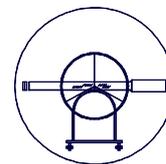


Figura Número 40.- Definición por coordenadas

En campo, con el taquímetro, se captan los siguientes datos y se anotan de forma ordenada en la libreta taquimétrica.

- I.- Altura del aparato: Altura, sobre el punto estación considerado A, del punto de intersección del eje de colimación con el eje de muñones.
- II.- Estación: Lugar de estación del aparato.
- III.- Punto visado: Punto que se desea referenciar. Punto de posición de la mira.
- IV.- Distancia: Con taquímetro y mira se anota el número generador.
- V.- Angulo H: Es el ángulo horizontal respecto al origen considerado. Fácilmente se puede hacer corresponder con un origen con significación geográfica. Si se trata de la meridiana geográfica se denomina acimut. En



cualquier caso, siempre se puede evaluar el ángulo θ_A^B de un origen determinado (eje de ordenadas) respecto a la visual que posiciona el punto B.

VI.- Angulo V: Es el ángulo vertical. Es usual en la mayor parte de los casos, ángulo cenital V_A^B .

VII.- Altura de la mira: Altura, evaluada en la estadía vertical de la visual considerada sobre el punto visado B.

CLAVES	ALTURA APARATO		PUNTOS		DISTANCIA		ANGULO H		ANGULO V		ALTURA PRISMA	
	m	cm	Estación	Visado	metros	mm	Grados	Segundos	Grados	Segundos	m	cm
	I		II	III	IV		V		VI		VII	

Figura Número 41.- Libreta taquimétrica

El valor de la distancia reducida D_A^B se obtiene a partir del número generador y de la constante diastimométrica.

$$Dg = \text{número generador} \cdot \text{sen} V$$

$$D_A^B = \text{número generador} \cdot \text{sen}^2 V_A^B$$

En la figura, fácilmente se pueden comprobar las siguientes igualdades:

$$\Delta x_A^B = D_A^B \text{sen} \theta_A^B$$

$$\Delta y_A^B = D_A^B \text{cos} \theta_A^B$$

$$\Delta z_A^B = t_A^B + i_A - m_B$$

Las coordenadas de B serán:

$$x_B = x_A + \Delta x_A^B = x_A + D_A^B \text{sen} \theta_A^B$$

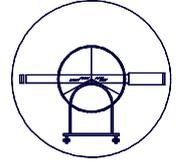
$$y_B = y_A + \Delta y_A^B = y_A + D_A^B \text{cos} \theta_A^B$$

$$z_B = z_A + \Delta z_A^B = z_A + t_A^B + i_A - m_B$$

SUPUESTO PRÁCTICO

Dada la libreta taquimétrica, obtener las coordenadas del punto B sabiendo las coordenadas de A (1.000, 1.000, 100) y que el origen de ángulos horizontales es el eje de ordenadas de la representación. Los ángulos verticales son cenitales y ambos están expresados en graduación centesimal.

CLAVES	ALTURA APARATO		PUNTOS		DISTANCIA		ANGULO H		ANGULO V		ALTURA PRISMA	
	m	cm	Estación	Visado	metros	mm	Grados	Segundos	Grados	Segundos	m	cm
	1	5	A	B	1	9	3	2	9	6	1	1
					9	0	1	0	8	0	0	0



RESOLUCIÓN

$$D_A^B = 199,19 \cdot \text{sen}^2 96,1900 = 198,478$$

$$\Delta x_A^B = 198,478 \cdot \text{sen} 321,6080 = -187,155$$

$$\Delta x_A^B = 198,478 \cdot \cos 321,6080 = 66,081$$

$$\Delta z_A^B = t_A^B + i_A - m_B = 198,478 \cot g 96,1900 + 1,51 - 1,10 = 12,293$$

$$x_B = x_A + \Delta x_A^B = 812,845$$

$$y_B = y_A + \Delta y_A^B = 1066,081$$

$$z_B = z_A + \Delta z_A^B = 112,293$$

2.2.4. TAQUÍMETROS AUTORREDUCTORES

El tratamiento de los datos captados en campo para la obtención de las coordenadas de un determinado punto origina gran trabajo en gabinete. Para rentabilizar este proceso aparecieron los taquímetros denominados autorreductores, que permiten determinar directamente el valor de la distancia reducida, e incluso el valor del desnivel entre el punto estación y el punto puntería, para una altura de mira igual que la altura del aparato.

El fundamento del taquímetro autorreductor tiene su origen en un sistema de variación de la separación de los hilos del retículo para cada pendiente, configurando un estadímetro que tiene los hilos del retículo adaptables para cada pendiente, evaluando no solo la distancia reducida directamente, sino también el desnivel.

De igual forma que los taquímetros normales, los autorreductores han perdido toda su vigencia.

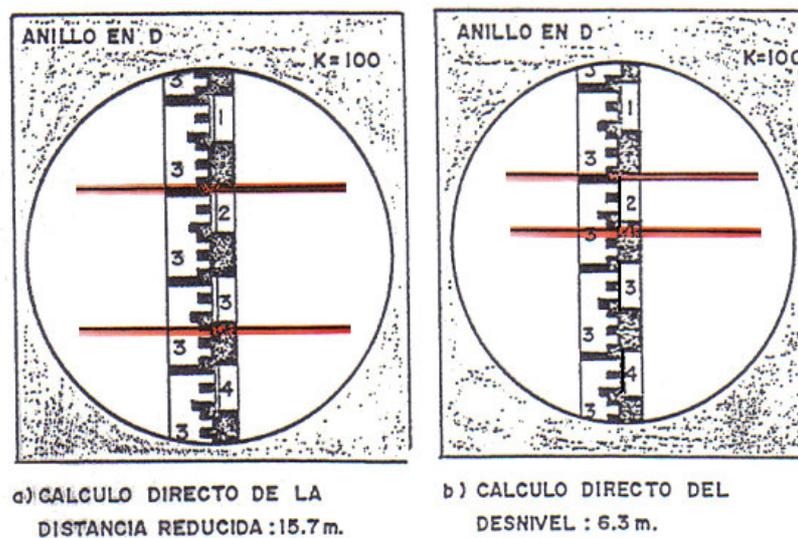
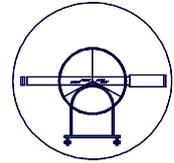


Figura Número 42.- Hilos de separación variable



2.2.5. ESTADÍA HORIZONTAL ÍNVAR

2.2.5.1. Elementos constituyentes

Básicamente, la estadia horizontal está constituida por una regla de dos metros de longitud, de invar, con elementos de puntería en sus extremos y con posibilidad de colocarla sobre un trípode, ubicarla en posición horizontal y perpendicular a una determinada dirección.

La estadia precisa del empleo de un teodolito para evaluar el ángulo horizontal comprendido entre las dos marcas extremas de la estadia.

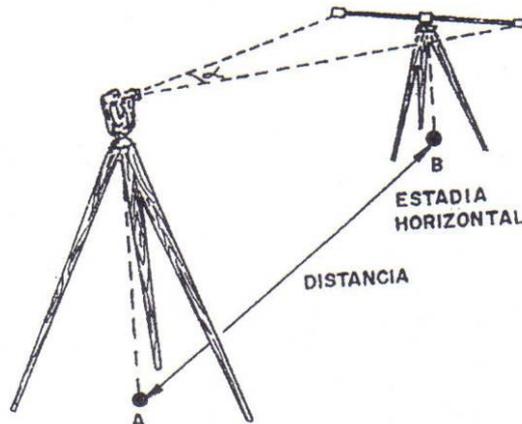


Figura Número 43.- Sistemas de medida

El entronque de la barra horizontal con el trípode tiene los elementos necesarios para posicionar el eje del conjunto en la perpendicular al plano horizontal del lugar. También dispone de un pequeño antejo que permite hacer puntería al eje del teodolito y asegurar la perpendicularidad de la estadia con el eje de colimación.

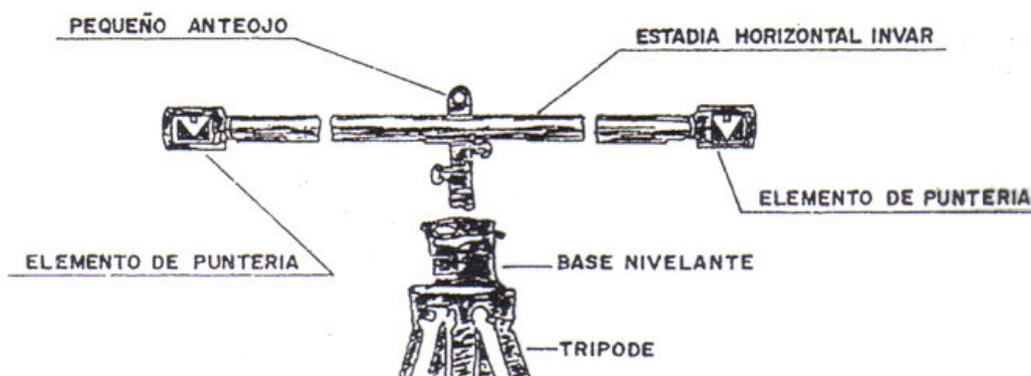


Figura Número 44.- Elementos estadia horizontal

2.2.5.2. Forma de evaluar la medición

En planta queda representada la forma operativa del cálculo de la distancia entre el punto estación del teodolito y del punto estación de la estadia horizontal.

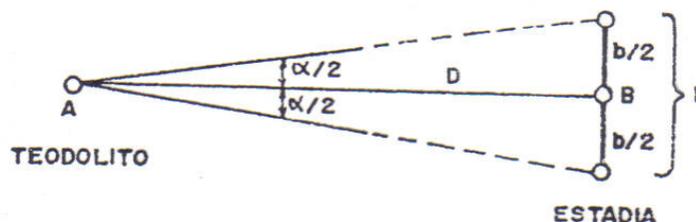
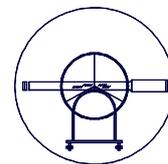


Figura Número 45.- Planta del triángulo fundamental

$$\operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = \frac{b/2}{D_A^B} \rightarrow D_A^B = \frac{b}{2} \cot g \frac{\alpha}{2}$$

como b suele ser 2 m., la relación fundamental queda de la forma siguiente:

$$D_A^B = \cot g \frac{\alpha}{2}$$

El valor de D_A^B es la distancia reducida y el valor α , el ángulo horizontal observado. El sistema configura un estadímetro de segunda categoría que tiene la propiedad de evaluar siempre la distancia reducida, ya que el ángulo horizontal evaluado permite la obtención de la misma.

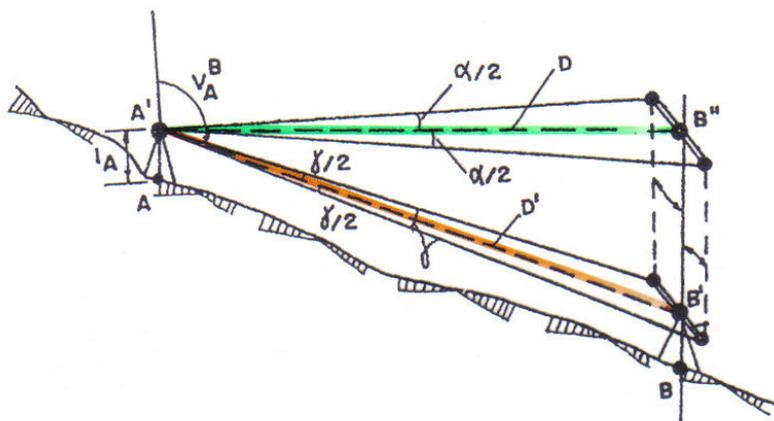


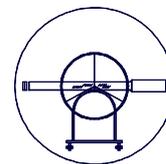
Figura Número 46.- Evaluación de la distancia reducida

En la figura se verifican las siguiente igualdades:

$$D_A^B = \frac{b}{2} \cot g \frac{\alpha}{2}$$

$$D_A^{B'} = \frac{b}{2} \cot g \frac{\gamma}{2}$$

Como el teodolito evalúa el ángulo horizontal α y no el ángulo inclinado γ , el valor resultante de aplicar la relación fundamental será D_A^B y no $D_A^{B'}$.



En una medida concreta, como la longitud de la estadia suele ser $b=2$ m., la precisión en la evaluación de la distancia será función del teodolito utilizado y de la propia distancia.

2.2.5.3. Precisión en la evaluación de la distancia

La precisión de la estadia horizontal al evaluar distancias reducidas dependerá de la precisión del teodolito al evaluar ángulos horizontales y de la propia distancia considerada.

Partiendo de la relación anteriormente deducida:

$$D = \frac{b}{2} \cot g \frac{\alpha}{2}$$

diferenciando miembro a miembro:

$$dD = \frac{b}{2} \left(1 + \cot g^2 \frac{\alpha}{2} \right) \frac{1}{2} d\alpha = \frac{b}{4} \left[1 + \cot g^2 \frac{\alpha}{2} \right] d\alpha$$

Para una variación angular $d\alpha$ se obtiene una variación en la evaluación de la distancia dD .

$$dD = \left(\frac{b}{4} + \frac{b}{4} \cot g^2 \frac{\alpha}{2} \right) d\alpha = \left(\frac{b}{4} + \frac{b \cdot D^2}{4} \right) d\alpha$$

pasando a extremos de errores absolutos, y suponiendo $b=2$, resulta:

$$e_D = \left[\frac{1}{2} + \frac{D^2}{2} \right] \varepsilon_T^H$$

despreciando la primera parte del paréntesis frente a la segunda:

$$e_D = \frac{D^2}{2} \varepsilon_T^H$$

siendo:

e_D = error absoluto en la medición de la distancia

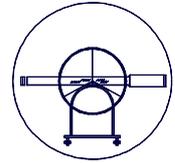
D = distancia reducida

ε_T^H = error angular acimutal total del teodolito utilizado

El error absoluto es directamente proporcional al cuadrado de la distancia calculada.

SUPUESTO PRÁCTICO

Analizar la incidencia de los errores absoluto y relativo en la medición de una distancia de 1.000 m. con estadia horizontal invar utilizando un teodolito con error angular acimutal total de $6''$.



RESOLUCIÓN

Aplicando la relación simplificada a diferentes formas de ejecutar la medición se obtiene:

$$e_D = \frac{D^2}{2} \frac{\epsilon_T^H}{636620} \sqrt{n}$$

siendo:

e_D = error absoluto en la medida total

ϵ_T^A = error absoluto en la medida de un tramo

n = número de tramos

Nº Tramos	Longitud por tramo	Error absoluto por cada tramo	Error absoluto total en la medición	Error relativo total en la medición
1	1.000 m.	4,712 m.	4,712 m.	1/212,2
2	500 m.	1,178 m.	1,666 m.	1/600,2
4	250 m.	0,295 m.	0,589 m.	1/1.697,6
8	125 m.	0,074 m.	0,208 m.	1/4.801,7
10	100 m.	0,047 m.	0,149 m.	1/6.711,4
15	75 m.	0,025 m.	0,097 m.	1/10.309,27
20	50 m.	0,0117 m.	0,053 m.	1/18.867,92

Es importante, en este método de medición, fraccionar la distancia a medir y tener bien evaluado el valor del error angular del teodolito.

Si al discretizar la medida total, en tramos simples, las distancias parciales son diferentes, se obtiene:

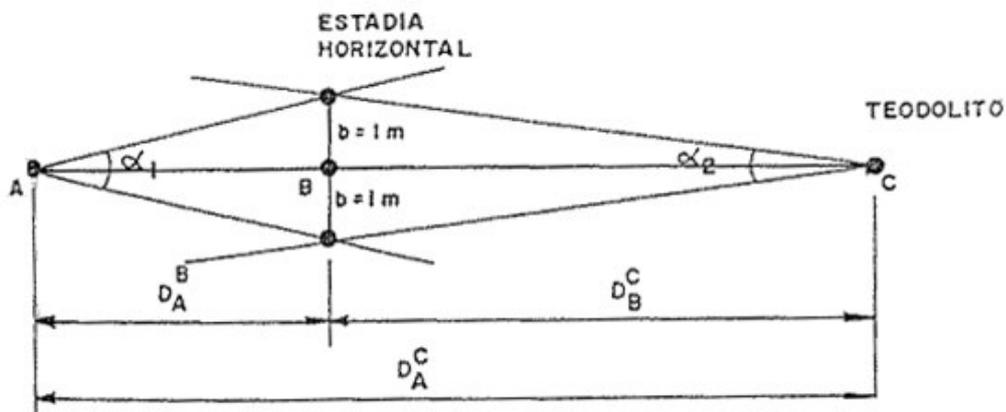
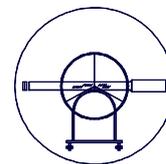


Figura Número 47.- Distancia en dos tramos



$$\left. \begin{aligned} D_A^B &= \cot g \frac{\alpha_1}{2} \\ D_B^C &= \cot g \frac{\alpha_2}{2} \end{aligned} \right\} D_A^C = D_A^B + D_B^C = \cot g \frac{\alpha_1}{2} + \cot g \frac{\alpha_2}{2}$$

El error absoluto total será:

$$[e_D]_A^B = \frac{(D_A^B)^2}{2} \varepsilon_A^T \quad [e_D]_B^C = \frac{(D_B^C)^2}{2} \varepsilon_T^A$$

considerando invariable el error angular acimutal del teodolito. El error total valdrá:

$$[e_D]_A^C = \sqrt{|e_D]_A^B|^2 + |e_D]_B^C|^2}$$

2.3. MEDIDA INDIRECTA DE DISTANCIAS POR MÉTODOS ELECTROMAGNÉTICOS

2.3.1. FUNDAMENTO DE LA MEDICIÓN ELECTRÓNICA DE DISTANCIAS

2.3.1.1. Aspectos generales

La medida electrónica de distancias es una forma indirecta de evaluar longitudes, consistente en la emisión de una onda electromagnética, su reflexión en un prisma y su posterior recepción y análisis.

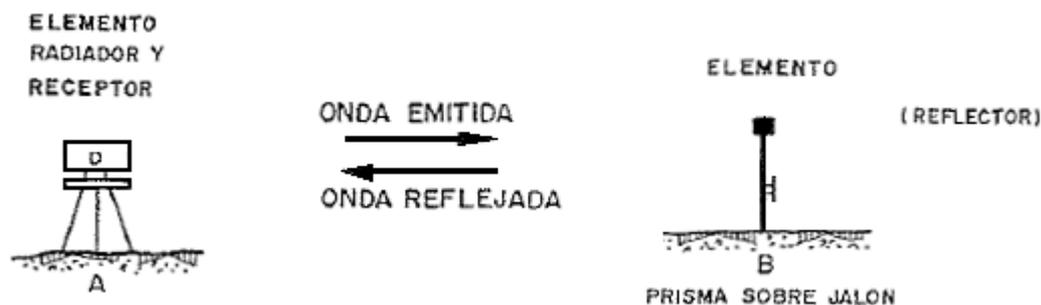
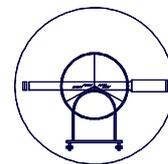


Figura Número 48.- Esquema elemental de funcionamiento

La onda portadora crea una “cinta métrica” con divisiones conocidas que permite efectuar la medición. La idea de medir distancias utilizando radiaciones electromagnéticas tuvo su origen en las investigaciones realizadas para determinar la velocidad de la luz.

En 1849, Fizeau estableció un sistema para determinar la velocidad de la luz, conociendo la distancia. Basándose en este experimento, cien años más tarde, el geodesta Bergstrand diseñó un aparato utilizando medios electrónicos para la determinación de la velocidad de la luz. Con posterioridad se empleó para determinar distancias una vez conocida la velocidad de la luz.

En la actualidad, los aparatos que evalúan distancias por métodos electromagnéticos se clasifican según el tipo de onda portadora:



- Electromagnéticos: Utilizan como portadora microondas de longitud de onda de 1 m. a 1 cm. Se los suele denominar telurómetros.
- Electroópticos: Emplean como portadora ondas luminosas del tipo luz visible ($0,4 \mu\text{m} - 1,2 \mu\text{m}$). Se suele denominar geodímetros a los de largo alcance y distanciómetros a los de corto y medio alcance.

Los distanciómetros suelen emplear ondas infrarrojas generadas por LED (diodos emisores de luz) de arseniuro de galio, que emiten a temperatura ambiente.

El logro de evaluar la distancia de forma sencilla y precisa ha supuesto para la topografía y la geodesia el avance más significativo jamás logrado, provocando, sin duda, el establecimiento de una nueva etapa: la etapa de la distanciometría electrónica. Atendiendo al tipo de modulación, pueden ser:

- Modulación indirecta: La modulación la realiza un oscilador de cuarzo a través de una célula Kerr u otro método (modulación de amplitud).
- Modulación directa: Utilizada en los distanciómetros modernos en que la intensidad de la luz emitida está directamente relacionada con la corriente que llega al diodo.

A continuación se describen los aspectos más generales del geodímetro, del telurómetro y de los distanciómetros.

A) El geodímetro

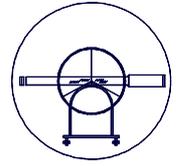
Fue creado por el geodesta sueco M. Bergstrand en 1947. Consiste en la emisión de luz hacia el lugar de puntería, en el cual un prisma devuelve la luz, que es recogida en el geodímetro, siendo calculada la distancia al conocerla la longitud de onda y medirse el desfase de la onda entre la salida y la llegada.

Para distancias cortas (4 ó 5 km.) se emplea luz procedente de lámpara de tungsteno, mercurio o tubos de xenón (en el visible), o bien diodos de arseniuro de galio en el infrarrojo. Para usos geodésicos de distancias largas (hasta 60 km.) se emplean láseres de helioneón, fáciles de orientar, muy precisos y poco influenciados por las condiciones ambientales.

La luz emitida por la fuente luminosa pasa a través de un polarizador que únicamente deja pasar la luz en la dirección de ángulo θ . Posteriormente pasa a través de una célula de Kerr, ampolla de dos caras transparentes y paralelas en cuyo interior hay dos electrodos paralelos sumergidos en nitrobenzol, que al ser birrefringente gira el ángulo de polarización una cantidad proporcional a la tensión que introduzcamos. Los electrodos van conectados con un oscilador de cuarzo, por lo que el giro será una función sinusoidal del tiempo.

Después de la célula de Kerr, un nuevo polarizador de ángulo $(90+0)$ va a permitir el paso de la luz en una intensidad dependiente del ángulo con que salga de la célula de Kerr, es decir, sale modulada en amplitud.

Esta luz llega al prisma y es reflejada de nuevo, recogiendo en el geodímetro, siendo convertida en una señal eléctrica por un fototubo, del cual pasa a un comparador de fase, al cual llega por un circuito interno también la señal emitida, siendo comparadas y retrasándose la fase inicial hasta que la diferencia entre



ambas es de 180° (midiéndose el desfase), utilizándose para ello un indicador de nulos, pues cuando el desfase es 180° una anula a la otra.



Figura Número 49.- Geodímetro

B) El telurómetro

Consta de dos unidades idénticas, el máster y el remoto, aunque en el máster va a ser en el que se van a efectuar las lecturas de medidas. El máster emite una onda portadora de alta frecuencia (de 7,5 a 10 MHz) controlada por cristales de cuarzo, regulados termostáticamente. La onda portadora lleva la frecuencia patrón hasta el remoto (al ser de mayor frecuencia es menos susceptible de dispersión y se necesita menos energía para su transmisión), desde donde es devuelta con una nueva portadora, comparándose en el máster las fases de salida y llegada. Con varias frecuencias se obtiene perfectamente el valor de n .

Los telurómetros tienen la ventaja de que al poder usarse para la transmisión telefónica permiten la comunicación interoperadores, de que pueden usarse de día o de noche y de que se pueden usar con peores condiciones atmosféricas (polvo, niebla), aún siendo menores las precisiones.



Figura Número 50.- Telurómetro

C) Los distanciómetros

El descubrimiento de los LED (diodos emisores de luz) de arseniuro de galio, de los semiconductores y posteriormente el del cristal AsGa, que emitían luz en el infrarrojo, hicieron posible la aplicación de las radiaciones infrarrojas a la medición de las distancias. En la actualidad, la mayor parte de los instrumentos de distancimetría electrónica que se emplean en Ingeniería Civil son de este tipo. La emisión de la onda se realiza a temperatura ambiente con una longitud de onda comprendida entre 0,9 y 0,92 micras, situada en una banda del espectro que se caracteriza por no existir fuertes absorciones, excepto si la humedad relativa y la temperatura son muy altas.



Figura Número 51.- Distanciómetro

2.3.1.2. Particularidades de la evaluación de la distancia

Casi todos los distanciómetros funcionan por el método de comparación de fase, consistente en la salida de una onda portadora desde un foco emisor que tras reflejarse en el prisma regresa al origen. La portadora es tratada con una onda moduladora, recorriendo el doble de la distancia que se pretende evaluar.

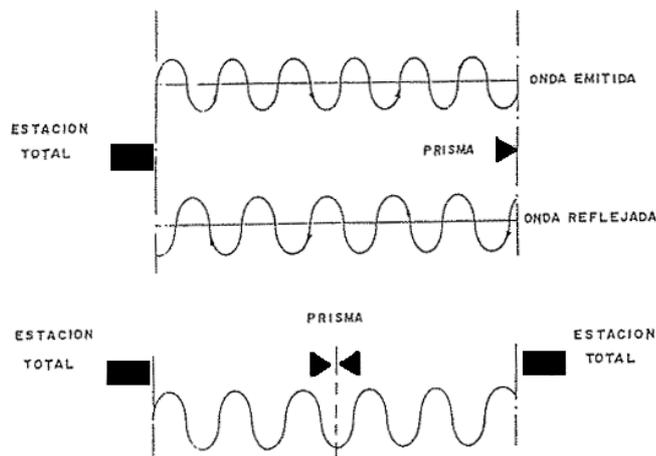
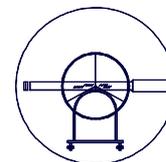


Figura Número 52.- La onda discretizadora de la distancia

La onda portadora tiene la misión de configurar el enlace entre el foco emisor y el prisma, siendo usual en los distanciómetros el empleo de haces de luz en la región del infrarrojo antes señalado.



La onda moduladora es la auténtica onda que ejecuta la medición. La forma de enviar esta onda moduladora de la medición es modulando la portadora. Los sistemas de modulación utilizados usualmente son: en frecuencia, en amplitud, pulsante y por giro del plano de polarización.

- La modulación en frecuencia, empleada en los instrumentos de microondas, consiste en que la frecuencia de la portadora es proporcional a la onda moduladora.
- La modulación en amplitud, utilizada muy frecuentemente en los distanciómetros usuales, consiste en que la amplitud de la portadora es proporcional a la onda moduladora.
- La modulación por pulsación consiste en que la amplitud de la portadora es proporcional a la onda moduladora.
- La modulación de fase se utiliza en los aparatos tipo láser de altísima precisión (distanciómetros submilimétricos de microondas).

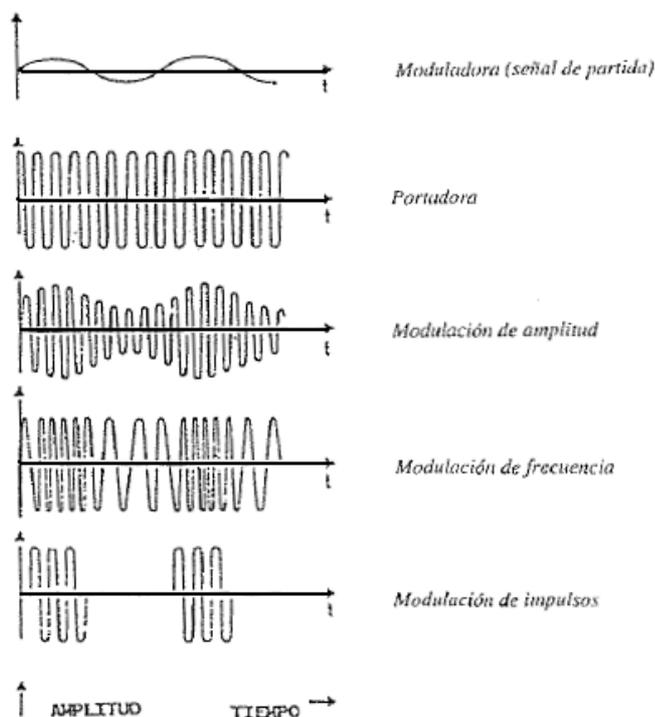
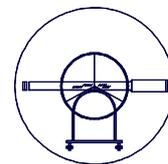


Figura Número 53.- Modulación de la onda portadora

La modulación en amplitud, utilizada muy frecuentemente en los distanciómetros, consiste en hacer proporcionales la amplitud de la portadora y la onda moduladora.

Considerando un sistema referencial, las ondas tienen un movimiento oscilatorio definido por la ecuación:

$$x = a \text{ sen } (\omega t + \varphi_0)$$



siendo:

a = amplitud de la oscilación

ω = pulsación: $\omega = \frac{2\pi}{T} = 2\pi f$

T = periodo

f = frecuencia

t = tiempo

φ_0 = fase inicial

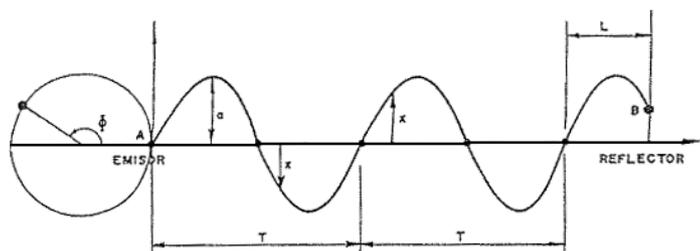


Figura Número 54.- Sistema referencial del movimiento ondulatorio

Suponiendo la emisión de una onda de longitud λ en el instante t_0 desde un punto A hacia otro B, desde el cual el reflector devuelve la señal. La distancia que se pretende evaluar es, por lo tanto, $AB=D$, siendo equivalente a considerar la continuación de la onda hasta C y considerar doble espacio recorrido.

Con este planteamiento siempre habrá un número entero de longitudes de onda de fácil determinación y la posibilidad de evaluar la diferencia de fase entre la onda emitida y la reflejada (con un comparador de fase).

2.3.2. FUNCIONALIDAD DE LA MEDICIÓN ELECTRÓNICA DE DISTANCIAS

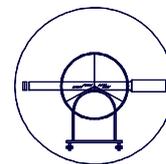
2.3.2.1. Precisiones

Las fuentes de error que tienen influencia en la distanciametría electrónica se dividen en dos grupos:

- Errores proporcionales a la distancia: índice de refracción y frecuencia de modulación.
- Errores no proporcionales a la distancia: constante del equipo y error cíclico.

Se deja para la siguiente unidad didáctica la inclusión del error en el posicionamiento de los elementos que intervienen en la medición, por considerarlo parte integrante de las diversas metodologías y que tampoco son proporcionales a la distancia medida.

Las fuentes de error proporcionales a la distancia crean una distorsión lineal enmarcada en la distancia. Plantean una problemática muy especial, porque la precisión interna no se ve afectada por este error, obteniéndose valores normales como si no existiese la mencionada distorsión. La distorsión en la distancia se manifiesta cuando un trabajo concreto ha de unirse a otro ejecutado con un



distanciómetro diferente. La discrepancia de coordenadas se puede resolver con una transformación y queda eliminada igualando las distorsiones, pero siempre quedará la duda de qué instrumento medía de forma adecuada.

Estos errores proceden fundamentalmente de problemas inherentes a la refracción y a las variaciones de la frecuencia moduladora.

Las fuentes de error no proporcionales a la distancia generan errores absolutos. Unos son sistemáticos, como la constante de equipo y el error cíclico, y otros accidentales, como los causados por inexacto centrado de estacionamiento.

A) Errores proporcionales a la distancia

a) Índice de refracción

Un distanciómetro mide el tiempo de tránsito que invierte la portadora (adecuadamente modulada) en recorrer la distancia dos veces (ida y vuelta). La velocidad de propagación es una variable que depende de la longitud de onda λ , de la portadora y de las características de propagación del medio (la atmósfera).

La cuantificación para una λ concreta, en función de c (velocidad de la luz en el vacío), se realiza mediante el índice de refracción n que es la relación entre la velocidad de propagación de la radiación electromagnética en el vacío “ c ” y la velocidad “ c_m ” de la onda portadora que usa el distanciómetro en el medio y momento de la observación.

$$n = \frac{c}{c_m}$$

El fabricante de un instrumento elige una cierta atmósfera tipo. En ella, la lectura ofrecida coincide exactamente con la distancia medida. Al relacionar el índice de refracción residente n_r con el índice de refracción local del medio n se obtiene el factor corrector por velocidad que hay que aplicar:

$$c = \frac{n_r}{n}$$

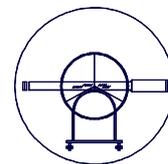
El índice de refracción real se ajusta en función de los parámetros meteorológicos: temperatura y presión. Los distanciómetros tienen mecanismos propios para realizar el ajuste y, por lo tanto, verificar la corrección.

b) Frecuencia de modulación

Si la frecuencia de modulación varía, las longitudes de onda experimentarán cambio, motivando lecturas sujetas a un determinado error.

Conceptualmente, el problema es evidente: si la frecuencia de modulación aumenta, las longitudes de onda disminuirán y cabrán más en una distancia dada, lo que motivará lecturas mayores de la real y, por lo tanto, habrá que aplicar un factor de corrección.

La medida de la frecuencia sólo será posible si el instrumento ha sido provisto por el fabricante de la adecuada toma externa. En instrumentos normales no se suele disponer de ella porque se supone que el usuario no tiene acceso ni capacitación



para hacer él mismo la medida de la frecuencia de modulación y lleva periódicamente el instrumento al servicio técnico de la marca para su mantenimiento y calibración.

Para la medida de la frecuencia de modulación es preciso disponer de un frecuencímetro, contrastado y de superior rango al del oscilador del instrumento o preferiblemente de un oscilador atómico (reloj atómico) y un contador.

B) Errores no proporcionales a la distancia

a) Error cíclico

El error cíclico o de linealidad es el que se repite en la distancia, en cada módulo de semilongitud de onda moduladora.

Este error suele oscilar entre valores de ± 3 ó 4 mm., carece de significación en los distanciómetros normales, considerando la precisión que éstos obtienen, por lo que los fabricantes ni siquiera suelen facilitar su gráfica.

b) Constante de equipo

La constante de equipo es inherente a la propia instrumentación que se utilice. Definida como la diferencia entre la distancia real a evaluar y la distancia que separa los centros del equipo, viene a ser la suma de las incertidumbres propias en la salida del tren de ondas del instrumento y en la reflexión de las mismas en el prisma.

Es aconsejable someter al equipo de medición de distancias a un contraste en bases interferométricas para conocer su respuesta global. En 1978, el Instituto Geográfico Nacional configuró en las proximidades de Valladolid una base de calibración: la base de Väisälä. Se emplea para determinar constante de equipo, aunque es ineficaz para detectar errores de distorsión lineal ya que podrían quedar enmascarados por la parte significativa y constante de la relación que define la precisión.

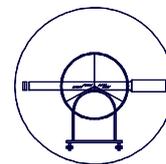
Los distanciómetros tienen la particularidad del crecimiento lento del error absoluto en la medición de la distancia, pero arranca de un valor de importancia, entre 5 mm. y 10 mm. Para distancias muy cortas, la medición de distancias con distanciómetro no es recomendable si se quiere tener elevadas precisiones.

La práctica profesional aconseja utilizar para los distanciómetros usuales expresiones del tipo, para estar del lado de la seguridad.

$$\text{Error absoluto en la distancia} = 1 \text{ cm.} + 0,5 \text{ cm./km.}$$

Esta relación, aplicada a una distancia de 2.000 m., obtendría un error absoluto de 2 cm. No obstante, hay que anotar dos aspectos importantes:

- El remanente constante permanece inalterado en la distanciometría usual, impidiendo precisiones que hasta hoy tan solo consiguen las mediciones mediante soporte angular.
- La precisión en la distancia suele ser menor que lo considerado con las relaciones anteriores, ya que el error de dirección influye de forma distorsionante y llamativa.



En la actualidad han aparecido distanciómetros especiales con precisiones submilimétricas con relación fundamental del orden: 0,2 mm. + 0,2 mm./km.

2.3.2.2. Precauciones en la utilización de los distanciómetros

Al evaluar la distancia, el distanciómetro mide el tiempo que tarda el tren de ondas en recorrer el tramo entre el emisor y el receptor. Para ello utilizan un índice de refracción de referencia, instalado en la fabricación del instrumento n_r , tal y como se comentó en el apartado anterior. De esta forma:

$$d_0 = \frac{c \cdot t}{n_r}$$

siendo:

d_0 = distancia medida

c = velocidad de la luz en el vacío

t = tiempo

n_r = índice de refracción del instrumento

Al considerar n_r se está suponiendo que las observaciones se ejecutan en una atmósfera estándar, muy diferente a las existentes en la realidad. El índice de refracción del medio es función del lugar y del estado atmosférico.

Existen dos aspectos básicos que obligan a realizar la corrección meteorológica antes de evaluar una distancia con el distanciómetro:

- A.- Corrección por velocidad de propagación
- B.- Corrección por dirección de propagación

El primero se corrige introduciendo en el instrumento, previamente a la medición, el valor obtenido, usualmente expresado en ppm (partes por millón), en un ábaco en el que se entra con datos de temperatura y presión atmosférica.

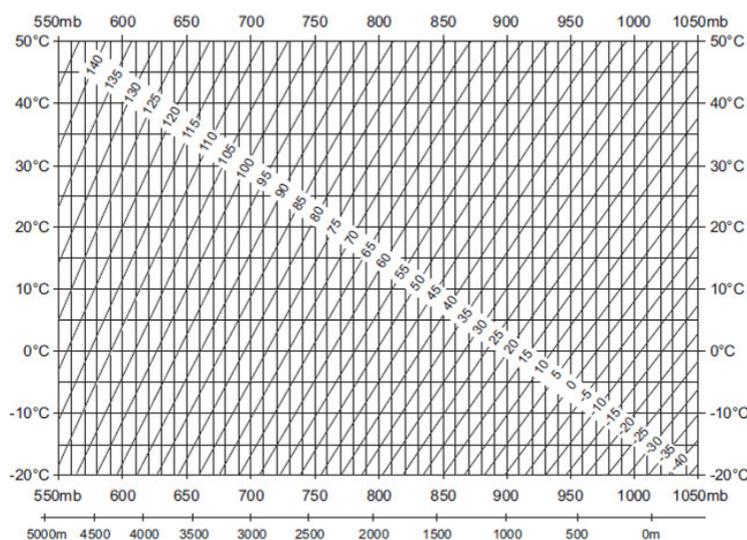
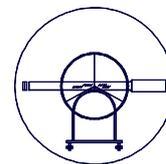


Figura Número 55.- Corrección meteorológica



La segunda consideración (el tren de ondas experimenta un cambio en la dirección), aunque despreciable, será analizada posteriormente, de igual forma que se estudiarán los dos problemas más importantes que la medición electrónica de distancias, por su peculiaridad de medir distancias largas, tienen: la reducción y la proyección. La distancia geométrica obtenida, corregida por factores meteorológicos (D) se pasa a D_1 y posteriormente al elipsoide y geoide (D_2). Finalmente se transforma según el sistema cartográfico que se utilice.

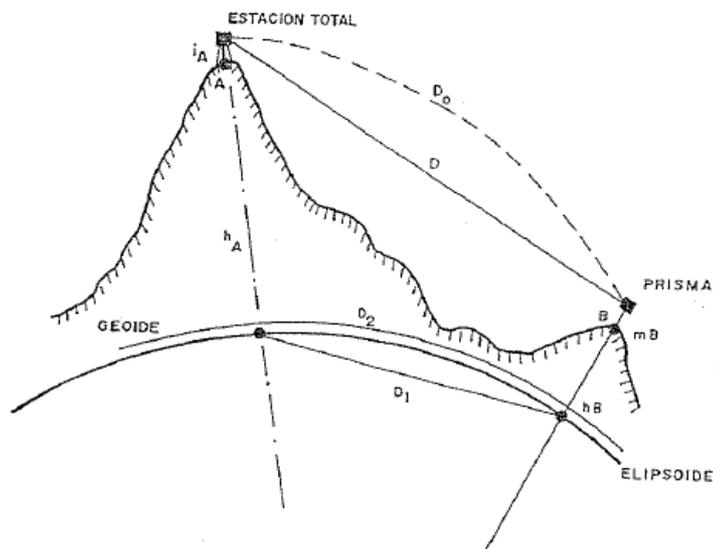


Figura Número 56.- Problemática adicional de la medición electrónica de distancias

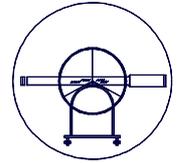
En ocasiones, al medir una distancia de unos dos kilómetros con un distanciómetro no ajustado a las condiciones reales puede tener un desfase, rompiendo por completo la buena precisión que proporcionan este tipo de instrumentos.

2.3.2.3. Ventajas adicionales

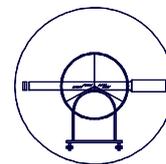
La gran ventaja adicional, al igual que en la captación de ángulos con teodolito electrónico, es su expresión digital. Ambos instrumentos (teodolito electrónico y distanciómetro) han revolucionado los trabajos topográficos y geodésicos, haciendo aparecer la estación topográfica.

La estación topográfica, también denominada taquímetro electrónico, aglutina la medición de ángulos y distancias por medios electrónicos y realiza tareas computacionales utilizando un microprocesador que lleva integrado (evaluación de la distancia reducida, cálculo de las coordenadas, determinación de los desniveles, etc.). El instrumento puede ser capaz de almacenar datos, tanto en una unidad de memoria interna como en un registrador exterior fácilmente acoplable.

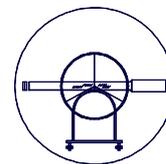
Tradicionalmente, el topógrafo ha registrado los datos de las observaciones en una libreta de campo de forma manual, transcribiendo y calculando en gabinete los datos captados. En la actualidad se utilizan registradores de datos (libretas o tarjetas electrónicas) que almacenan no sólo las observaciones numéricas (distancias, ángulos, etc.), sino también, por medio de una codificación alfanumérica, acotaciones de cualquier tipo y condición.



A todas estas ventajas hay que añadir la amplia variedad de modelos existentes en la actualidad, dotados de versatilidad, robustez y fiabilidad, que han hecho posible calificar a la estación topográfica de imprescindible en los trabajos topográficos y geodésicos.



3. LAS ESTACIONES TOPOGRÁFICAS



3.1. LA MEDICIÓN COMPACTA

En el marco de la medición electrónica de ángulos y distancias se denomina medición total a la acción de, realizada una determinada puntería, obtener directamente los tres valores que caracterizan el posicionamiento de un punto en el espacio: ángulo horizontal, ángulo vertical y distancia geométrica. Conociendo los tres datos, es inmediata la evaluación de la distancia reducida y del desnivel (datos que también proporcionan el equipo).

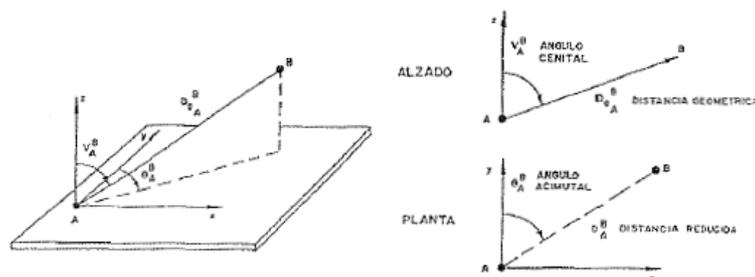


Figura Número 57.- Caracterización de la medición compacta

Para lograr el objetivo de evaluar los ángulos (horizontal y vertical) y la distancia por métodos electromagnéticos, a partir de una toma de datos única, se pasó por tres fases intermedias que han caracterizado el avance técnico en la actualidad consolidado.

A) Fase del equipo excéntrico

En una primera etapa, una vez conseguido evaluar distancias por métodos electromagnéticos, se ubicaban el teodolito y el aparato medidor de la distancia, constituyendo un sistema excéntrico que, mediante los datos tomados en campo, permitía obtener el resultado deseado. Era necesario realizar dos punterías totalmente diferenciadas.

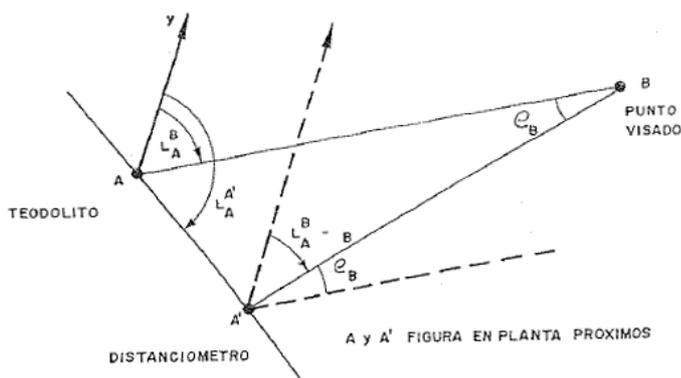
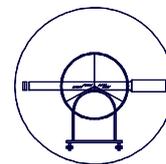


Figura Número 58.- Sistema con equipo mixto excéntrico

Se trata de posicionar el punto B en un sistema referencial, siendo el eje Y de la representación el marcado. Si las lecturas se toman respecto a otro eje cualquiera, se estudiará en la próxima unidad didáctica el método para su transferencia. Para posicionar el punto B, conociendo las coordenadas de A, se toman lecturas y se realiza el análisis en sentido genérico.



Valores conocidos:

- . Ángulos: L_A^B y $L_A^{A'}$
- . Distancias reducidas: $D_{A'}^B$ y $D_A^{A'}$

La reducción de las distancias se logra tras la medición del ángulo cenital V_A^B , siendo necesario que el teodolito y el distanciómetro estén sensiblemente a la misma altura.

En la figura se verifica que el valor del ángulo $A'AB$ es:

$$AAB = L_A^{A'} - L_A^B$$

Por otra parte, también se cumple:

$$\frac{AA'}{\operatorname{sen} e_B} = \frac{A'B}{\operatorname{sen}(L_A^{A'} - L_A^B)} \rightarrow \operatorname{sen} e_B = \frac{AA'}{A'B} \operatorname{sen}(L_A^{A'} - L_A^B)$$

de esta forma se determina el ángulo e_B conociendo las distancias AA' y $A'B$, ambas evaluadas con facilidad. Las lecturas $L_A^{A'} - L_A^B$ están medidas con el teodolito.

Por lo tanto, el ángulo $AA'B = 200^g - L_A^{A'} - L_A^B - e_B$ está determinado. Se puede expresar:

$$\begin{aligned} \frac{AA'}{\operatorname{sen} AA'B} &= \frac{A'B}{\operatorname{sen} A'AB} \rightarrow AB = A'B \frac{\operatorname{sen} AA'B}{\operatorname{sen} A'AB} \Rightarrow \\ \Rightarrow AB &= A'B \frac{\operatorname{sen}(200^g - L_A^{A'} - L_A^B - e_B)}{\operatorname{sen}(L_A^{A'} - L_A^B)} \end{aligned}$$

insistiendo en la necesidad de tratar todas las distancias en su expresión de reducidas.

Conociendo el acimut de AB, la distancia reducida de AB y las coordenadas de A, se determinan con facilidad las coordenadas de B.

B) Fase del equipo en tándem vertical

Al aparecer los distanciómetros, eran montados sobre los teodolitos o incluso taquímetros, constituyendo un sistema con un posicionado relativo que, aunque más cómodo que en el caso anterior, también precisaba realizar puntería doble: puntería para la toma de ángulos y puntería para la determinación de distancias.

También era necesario evaluar el ángulo cenital interviniente en la determinación de la distancia geométrica para calcular la distancia reducida en función del ángulo cenital captado por el teodolito y de la separación de los ejes de ambos aparatos.

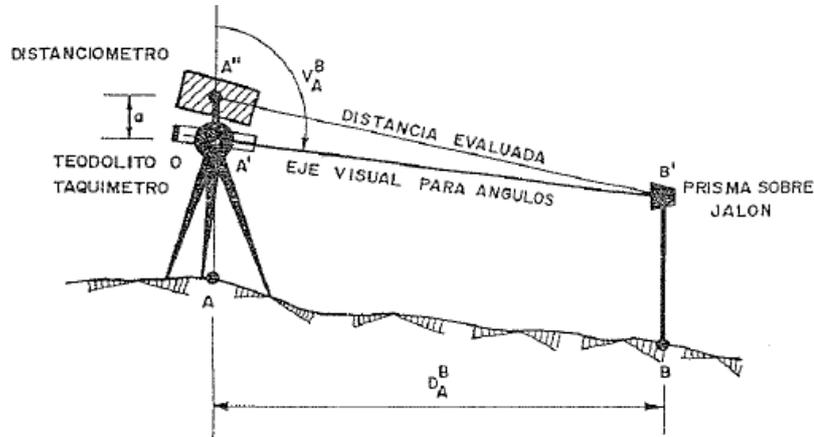
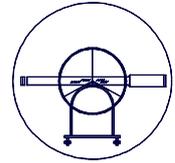


Figura Número 59.- Sistema con equipo mixto en tándem vertical

En la figura se verifica la siguiente igualdad, aplicando el teorema del seno:

$$\frac{D_g}{\text{sen} V_{A'}^{B'}} = \frac{a}{\text{sen} \alpha}$$

$$\text{sen} \alpha = \frac{a \text{sen} V_{A'}^{B'}}{D_g} \rightarrow \alpha = \text{arc sen} \left[\frac{a \text{sen} V_{A'}^{B'}}{D_g} \right]$$

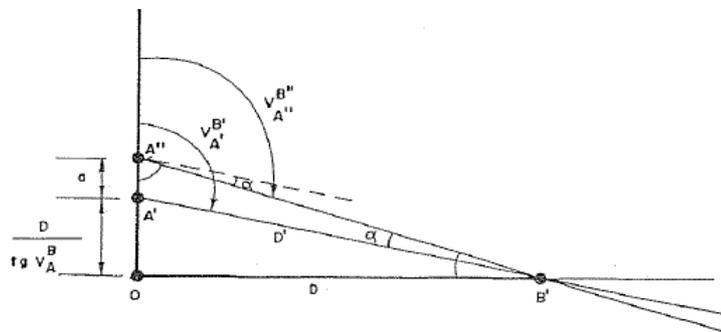


Figura Número 60.- Dependencia de magnitudes

Y, por lo tanto:

$$V_{A'}^{B'} = V_{A''}^{B'} + \text{arc sen} \left[\frac{a \text{sen} V_{A'}^{B'}}{D_g} \right]$$

Con esta expresión se puede valorar la incidencia de la falta de coincidencia entre el eje de la visual para ángulos y distancias.

C) Equipo unitario

Se trata de un equipo único que tiene los elementos precisos para evaluar con una puntería única los ángulos y la distancia. En un principio, el teodolito era óptico, y el equipo así formado con el distanciómetro se denomina semiestación topográfica. La estación topográfica tiene el teodolito electrónico y, por tanto, los ángulos horizontal y vertical son evaluados por medios electromagnéticos.

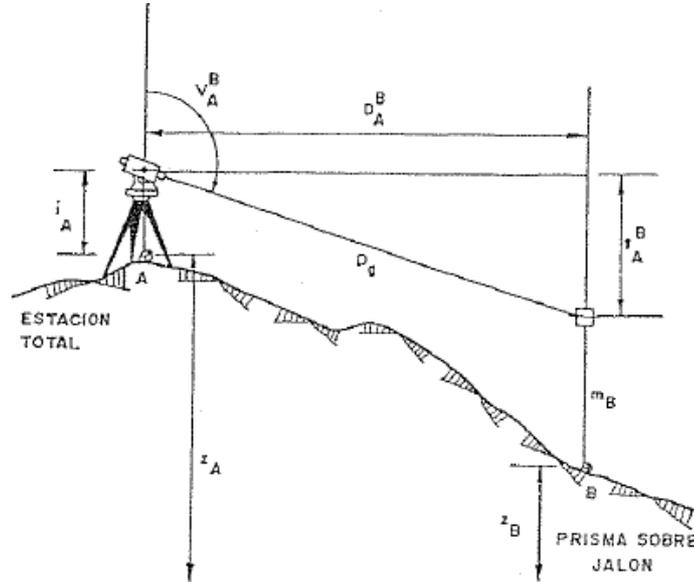
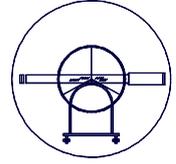


Figura Número 61.- Trabajo con una estación en alzado

La captación directa del ángulo horizontal permite establecer el posicionamiento en planta, una vez conocida la distancia reducida. En el caso más general, queda totalmente referenciado el punto B en función de las coordenadas del punto A (x_A , y_A , z_A).

Datos captados por la estación total:

- Ángulo horizontal respecto al eje Y (acimut) θ_A^B .
- Ángulo cenital V_A^B .
- Distancia geométrica D_g .

Datos adicionales:

- Altura del aparato i_A
- Altura del prisma m_B

El establecimiento de las coordenadas del punto B se realiza de la siguiente forma:

$$D_A^B = D_g \cdot \text{sen} V_A^B$$

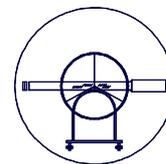
$$x_B = x_A + D_A^B \cdot \text{sen} \theta_A^B$$

$$y_B = y_A + D_A^B \cdot \text{cos} \theta_A^B$$

$$z_B = z_A + t_A^B + i_A - m_B$$

siendo:

$$t_A^B = D_A^B \cot g V_A^B$$



3.2. PARTICULARIDADES SIGNIFICATIVAS

Las consideraciones citadas con anterioridad para la evaluación electrónica de ángulos y distancias son aplicables a la estación topográfica. Con el fin de completar aspectos particulares de gran trascendencia en el uso de estos instrumentos se detallan a continuación los más relevantes, completando en la Unidad Didáctica III los detalles que resten.

A) Tipología general de las estaciones topográficas

Las estaciones topográficas que existen en el mercado responden a dos formas constructivas diferentes. La compacta propiamente dicha, que es un bloque inseparable para evaluar la distancia y ángulos de forma electrónica, y la estación separable, que puede actuar de manera compacta, como la anterior o bien como un teodolito electrónico exclusivamente.

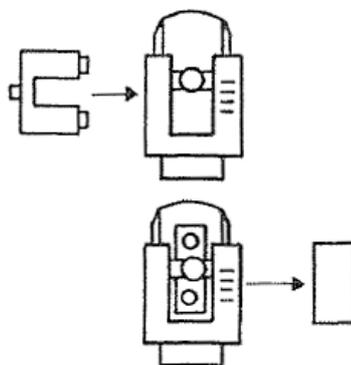


Figura Número 62.- Estación topográfica separable

La ventaja de poder evaluar exclusivamente ángulos sin necesidad de transportar el distanciómetro justifica plenamente el trasiego de elementos que pueden alterar la propia configuración interior del instrumento.

B) Errores angulares y de distancia condicionados al uso de la estación topográfica

Las estaciones topográficas permiten captar la información del posicionamiento de un determinado punto a largas distancias en unas condiciones que obliga a reconsiderar las relaciones que gobiernan los valores de los errores angulares y en las precisiones en las distancias.

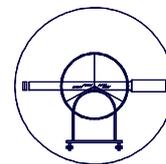
a) Errores angulares

Las relaciones que deben ser matizadas son las correspondientes al error de dirección, error de puntería y al error de lectura.

a₁) Error de dirección

La expresión usualmente empleada es la siguiente:

$$\varepsilon_d = \frac{b}{D} 636620 \text{ (graduación centesimal)}$$



$$\varepsilon_d = \frac{b}{D} 206265 \text{ (graduación sexagesimal)}$$

siendo:

b = valor que engloba la desviación en la estación y en la puntería (m)

D = distancia reducida desde la estación total al punto considerado (m)

Era tradicional asignar a b valores de hasta 5 cm. Con el uso de las plomadas ópticas con nivel y trípode, valores apropiados pueden ser los comprendidos entre 0 cm. (centrado forzoso) y 2 cm.

a₂) Error de lectura

La expresión usual es la siguiente:

$$\varepsilon_l = \frac{2}{3} a$$

siendo a la apreciación del instrumento.

Dado que el concepto de apreciación es diferente para los teodolitos electrónicos, parece más racional sustituirla por:

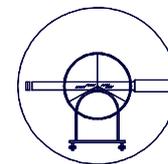
$$\varepsilon_l = a$$

a₃) Error de puntería

Hay que considerar la influencia de la distancia en la puntería, puesto que conlleva a incertidumbres de marcada significación, sobre todo en altimetría. Mientras que a distancias cortas la puntería está muy bien definida, a medias o largas distancias la puntería para caracterizar el ángulo horizontal y vertical queda con una indeterminación que es necesario introducir a través de valorar la experiencia, pues las fórmulas usuales no contemplan esta circunstancia.



Figura Número 63.- Condicionante de la distancia en el error de puntería



La incertidumbre alcanza su máxima expresión en la valoración altimétrica del error, puesto que el término m_B , que intervienen, acusa de manera directa la influencia de la incertidumbre de la puntería.

b) Error en la distancia

Toda estación topográfica tiene caracterizada la precisión del distanciómetro con una relación del tipo:

$$\text{Error} = A(\text{mm}) + B(\text{ppm})$$

siendo:

A = cantidad fija en mm

B = valor en mm por km evaluado (ppm)

Dado que la precisión es del mismo orden de magnitud que la parte lineal del error de dirección, es necesario incorporar éste al cómputo final del valor de la precisión.

Al estudiar las metodologías topográficas se pondrá de manifiesto la necesidad de incorporar la incertidumbre en la determinación de la distancia que incluye el error de dirección, obteniendo una relación final del tipo:

$$\text{Incertidumbre total en la distancia} = b \text{ (mm)} + A \text{ (mm)} + B \text{ (ppm)}$$

El valor de b suele tomarse entre 0 y 2 cm.

Se ha optado por una composición lineal en vez de cuadrática para fortalecer el concepto de cota no alcanzable del error. Este error admite una reducción en condiciones específicas que serán analizadas y pormenorizadas al estudiar las metodologías de cálculo.

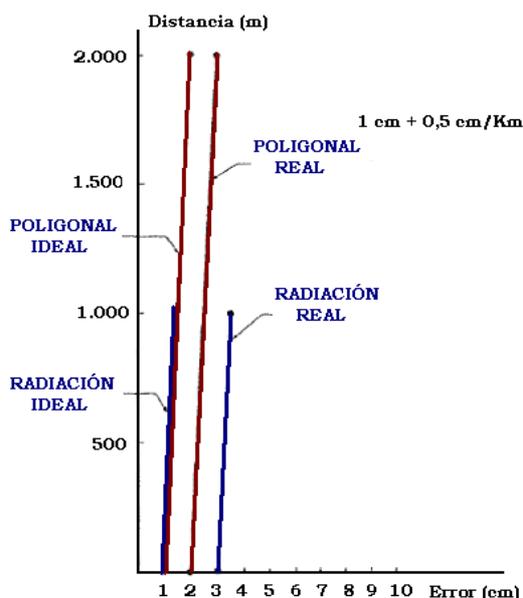
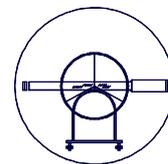


Figura Número 64.- Error en la distancia de una estación topográfica



Las rectas proporcionan información de la variación del error absoluto en la evaluación de las distancias para una relación de precisión del distanciómetro: 10 mm. + 5 mm/km. y un valor de b comprendido entre 0 y 2 cm. Destaca la poca repercusión que tiene el error absoluto con la distancia a medir y la significación del error de partida.

Comparando los errores obtenidos con los logrados al evaluar la distancia con estadia horizontal invar o taquímetro se sacan las siguientes conclusiones:

- La distanciometría electrónica ha revolucionado el sistema general de evaluar distancias permitiendo medir largas distancias con precisiones muy competitivas, descartando el resto de sistemas usuales de medición que no sean para el logro de elevadas precisiones.
- La distanciometría electrónica es totalmente competitiva para altas precisiones, y en el entorno del orden de 1-2 mm. será siempre más acertado que usar la estadia horizontal invar o hilos invar, pudiéndose recurrir para precisiones mayores a emplear distanciómetros submilimétricos, de microondas, en vez de los que usan infrarrojo.

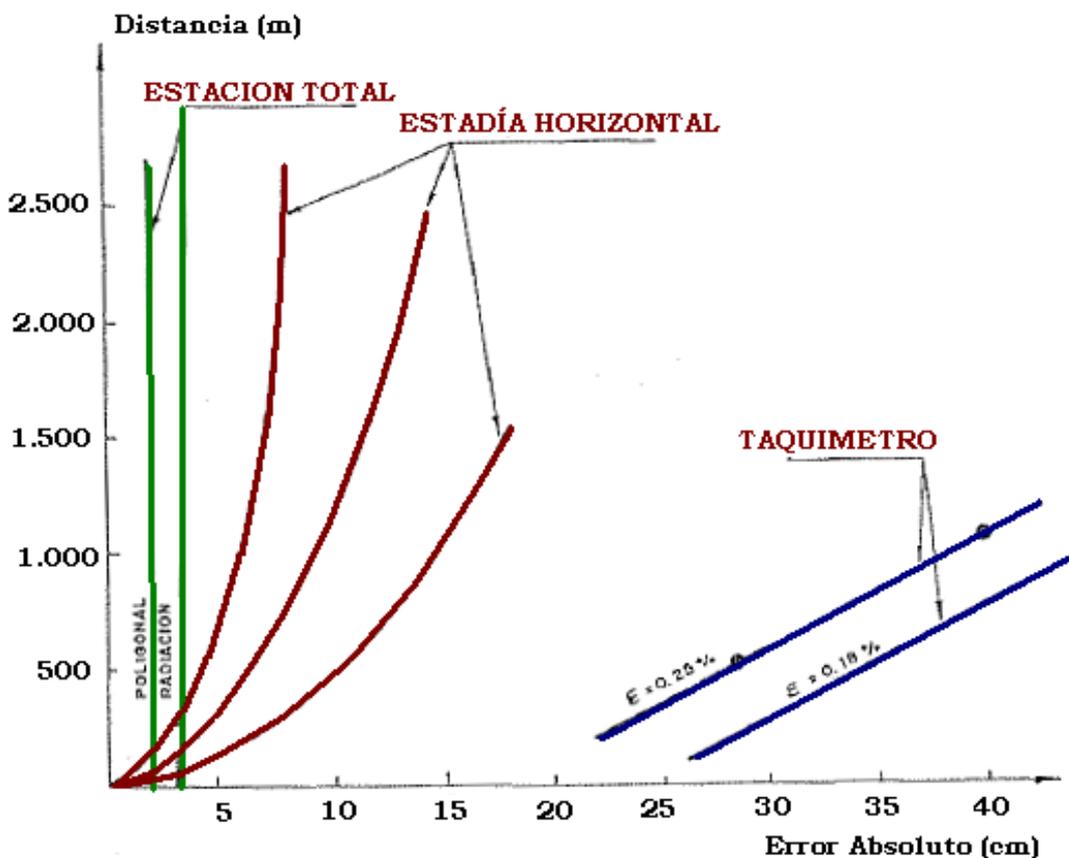
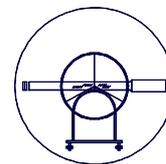


Figura Número 65.- Comparación del error absoluto



3.3. OFERTA ACTUAL DE ESTACIONES TOPOGRÁFICAS

3.3.1. MEJORAS GENERALIZADAS

En los últimos años la mejora generalizada de los prototipos ha sido un reto constante. Entre ellos es necesario destacar diversos aspectos que repercuten de forma directa en la determinación del ángulo y la distancia.

Uno de los aspectos más representativos es la propia configuración del instrumento: completo, cómodo, sencillo de manejar, con menús de acceso fácil. La siguiente figura incluye el TC-2003.

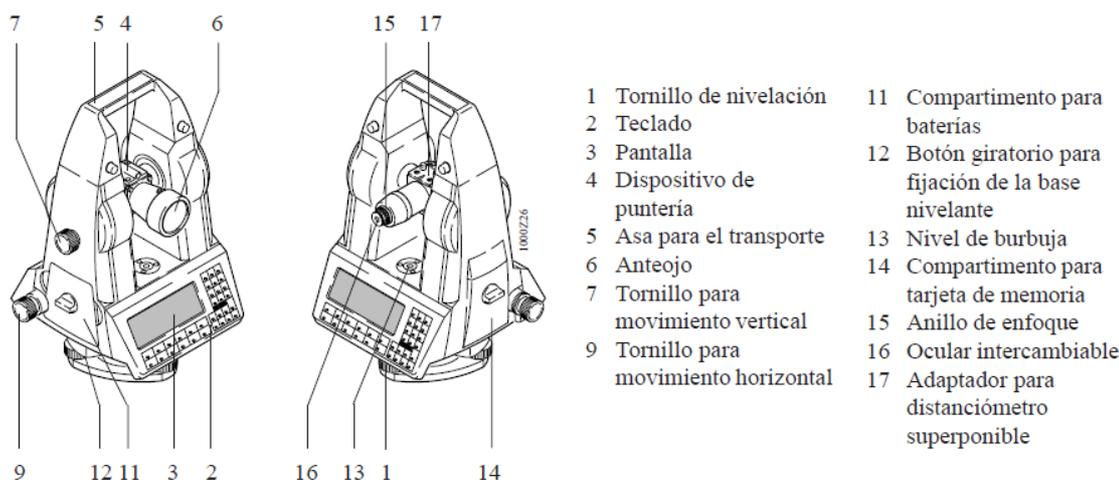


Figura Número 66.- Estación topográfica. 1998

En este marco de instrumentación donde las firmas especializadas Leica, Osilla, Pentax, Geodimeter, Topcon y demás han apostado para lograr una oferta completa y moderna, pueden ser destacados los siguientes parámetros:

A.- Plomada láser

Es la forma más moderna de hacer coincidir el eje principal del instrumento con el punto-estación considerado. Se asegura un milímetro de dispersión, en las habituales condiciones de altura de instrumento.

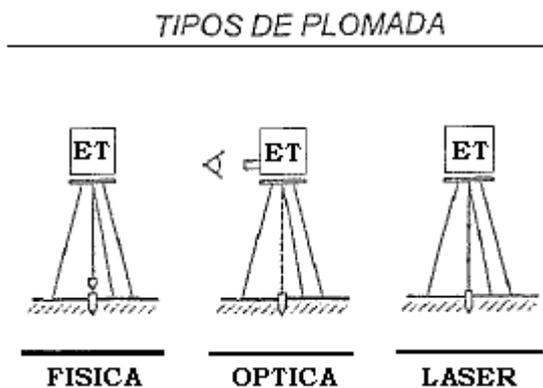
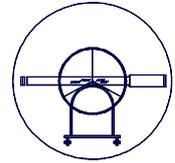


Figura Número 67.- Plomada láser



En la puesta en estación con la plomada láser, un punto luminoso hace corresponder el centro del instrumento en el punto estación en el suelo a través de la vertical del lugar. De esta manera, el operador asegura una dispersión de 1 mm. en el estacionamiento.

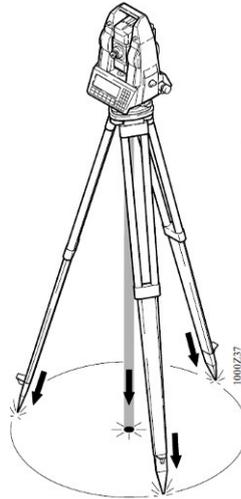


Figura Número 68.- Estacionando con plomada láser

B.- Nivel electrónico

Es la forma más actual de hacer coincidir la vertical del lugar con la vertical del instrumento una vez que se le hace pasar por el punto-estación considerado.

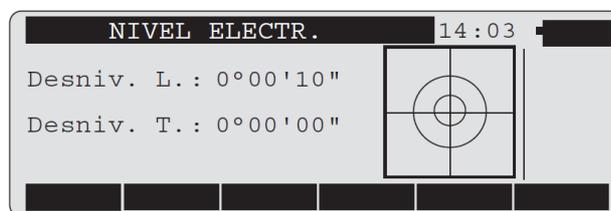


Figura Número 69.- Nivel electrónico

Ambos sistemas contribuyen de forma decisiva a minimizar el error de dirección en la distancia, y también el angular tanto acimutal como cenital, ya que el valor de la sensibilidad del nivel queda reducido hasta 6^{cc}.

C.- Precisión y alcance en la determinación de la distancia

Existen equipos con apreciaciones por debajo del segundo centesimal que los posicionan en lugar de privilegio para realizar trabajos geodésicos. Asimismo, existe cobertura suficiente en cuanto a la precisión y alcance, utilizando reflectores de un solo prisma o paneles de más (tres prismas, nueve prismas, etc.).

D.- Teclados de estructura lógica y gestión de datos

Cada vez más estos instrumentos tienen asignados teclados estructurados de una forma lógica y su manejo resulta muy sencillo. Los menús son cómodos y la versatilidad del conjunto está garantizada, teniendo completa libertad de asignación.

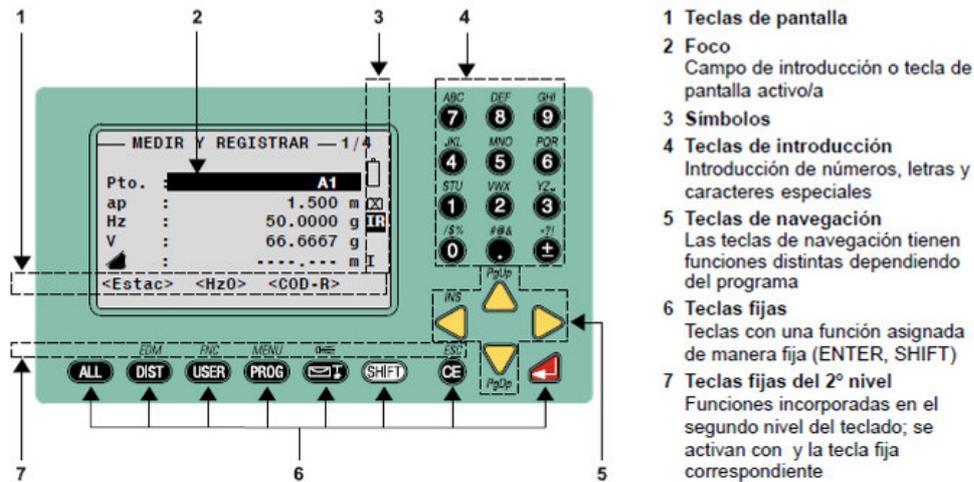
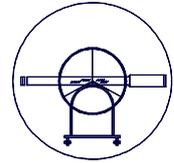


Figura Número 70.- Teclado funcional

Con los menús incluidos en los instrumentos se puede lograr entrada de datos para su gestión y buscar códigos y atributos de forma rápida, disponiendo de los elementos necesarios para lograr el múltiple objetivo:

- Teclas que permiten medir los ángulos y la distancia y grabar los datos obtenidos.
- Memoria interna para 3.000 series de datos ó 4.000 puntos con coordenadas.
- Posibilidad de consultar la hora y la fecha en cualquier momento. Grabación de éstas con cada serie de datos.
- Puerto apropiado para conexión a ordenador y terminal de datos.

Las nuevas líneas de instrumentos existentes en el mercado ofrecen nuevos métodos para combinar medidas, informaciones, grabación de datos y formatos de salida personalizados. Las opciones para la medición continua de ángulos y la medida rápida de distancias en 1 segundo, las funciones integradas y los diversos programas de aplicación también resultan muy ventajosos para trabajos de toma de datos para un proyecto y obras de construcción.

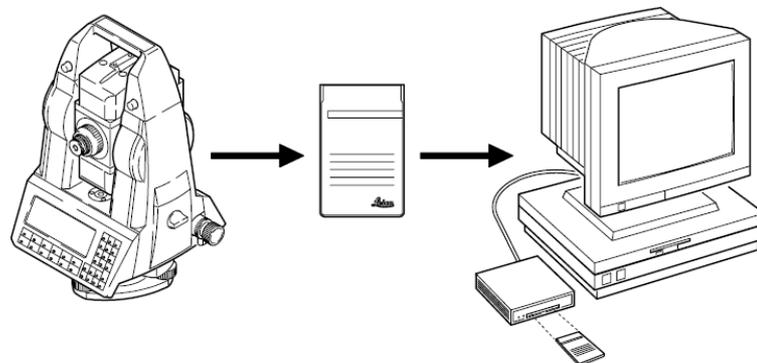
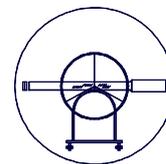


Figura Número 71.- Versatilidad de los equipos



Los datos captados quedan registrados en tarjetas dotadas de una alta capacidad de memoria. Son ligeras, de pequeño formato, flexibles y fiables, utilizándose no sólo en las estaciones topográficas totales, sino también en receptores GPS.



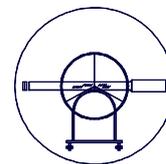
Figura Número 72.- Tarjetas de memoria y lector

Las tarjetas de memoria son aptas para cualquier gama de temperatura y su capacidad de memoria de hasta 4 Mb asegura flexibilidad absoluta en la gestión de los datos, que son tratados con programas de aplicación adaptados a las necesidades del usuario.

A continuación se presentan los datos técnicos de instrumentos de la serie media de Leica.

Datos técnicos	TPS 403	TPS 405	TPS 407	TPS 800
Medición de ángulos (Hz, V)				
Método	absoluto, continuo			
Resolución de pantalla	1" / 0.1 mgon / 0.01 mil			
Desviación típica (ISO 17123-3)	3" (1 mgon)	5" (1.5 mgon)	7" (2 mgon)	2" 3" 5"
Anteojo				
Aumento	30 x (42x con ocular FOK53)			
Campo visual	1°30' (26 m a 1 km)			
Distancia mínima de enfoque	1.7 m			
Reticulo	iluminado			
Compensador				
Sistema	Compensador electrónico de aceite de los dos ejes			
Rango de trabajo	+/-4' (0.07 gon)			
Precisión de estabilización	1"	1.5"	2"	0.5" 1" 1.5"
Medición de distancias (IR)				
Alcance de medición con prisma circular GPR1	3 500 m			
Medición con dianas reflectantes (60 mm x 60 mm)	250 m			
Desviación típica (ISO 17123-4) (Preciso/Rápido/Tracking)	2 mm + 2 ppm / 5 mm + 2 ppm / 5 mm + 2 ppm			
Tiempo para una medición (Preciso/Rápido/Tracking)	< 1 seg / < 0.5 seg / < 0.3 seg			
Medición de distancias sin reflector (RL)				
Alcance de medición con señal de puntería (Kodak GRAY)	80 m (TCR400) / 170 m (TCR400power)		170 m	
Alcance de medición con prisma circular GPR1	5 000 m (TCR400) / 10 000 m (TCR400power)		10 000 m	
Desviación típica (ISO 17123-4) (Corta/Rápido/Tracking)	3 mm + 2 ppm / 5 mm + 2 ppm / 5 mm + 2 ppm			
Tiempo para una medición tipo (Corta/Rápido/Tracking)	3.0 seg / 2.5 seg / 1.0 seg			
Comunicación				
Almacenamiento interno de datos	10 000 bloques de medición			
Interfaz	RS232 hasta 19 200 baud			
Formatos de datos	GSI / IDEX / ASCII / Formatos de libre definición			
Operación				
Pantalla	Gráfica de 160 x 280 pixeles, Alfanumérico 8 líneas x 31 caracteres			
Teclado (con segundo teclado opcional)	4 teclas de función		alfanuméricos, 4 teclas de función	
Plomada láser				
Tipo	Punto láser, luminosidad ajustable en pasos			
Precisión	1.5 mm a 1.5 m de altura del instrumento			
Condiciones ambientales				
Intervalo de temperaturas (en funcionamiento)	-20°C a +50°C (-4°F a +122°F)			
Resistencia a salpicaduras y polvo (IEC 60529)	IP54			
Intervalo de temperaturas (en almacén)	-40°C a +70°C (-40°F a +158°F)			
Humedad	95%, sin condensación			
Peso				
Peso incluyendo batería y base nivelante	5.2 kg		5.4 kg	
Alimentación				
Tipo de batería	NiMH tipo Camcorder			
Voltaje / capacidad	GEB 111: 6V 2100 mAh / GEB121: 6V 4200 mAh			
Alimentación externa	con cable de interfaz GEV71 para 11.5V a 14V			
Periodo de funcionamiento con GEB121	approx. 6 horas			
Número de mediciones de distancia con GEB121	approx. 9 000			

Figura Número 73.- Datos técnicos de instrumentos de serie media de Leica



3.3.2. MEJORAS PARTICULARIZADAS

En los últimos prototipos aparece una serie de ayudas a la toma de datos de marcada significación. Entre ellas pueden ser destacadas las que inciden en la puntería al prisma y las que representan mejoras de gran importancia en el contexto global de la medida.

- Autofocus. Tecla especial de algunas estaciones que permite, una vez realizada la puntería grosera al prisma, efectuar un enfoque automático.
- Punto guía. En los replanteos por polares (ángulo y distancia) resulta muy cómodo el dispositivo para informar al portaprisma por medio de luz de diferente color para posicionar en la alineación correcta.
- Medición de distancias sin prisma. Se basa en tecnologías láser por pulsos y, en la actualidad, el alcance de la medida puede llegar hasta los cien metros, dependiendo de la textura superficial y reflectividad de la superficie.

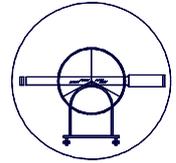
También es necesario destacar los nuevos sistemas con módulos rastreadores tipo autolock (autoenganchable), condicionado a desplazamientos con movimiento del prisma a menos de 18 km/h., utilizando prismas de reflexión total. La transmisión sin cable y la toma de datos con opción “instrumento libre” es otra de las mejoras del instrumental moderno. Así como la irrupción del GPS en estos equipos que permiten el posicionamiento absoluto de forma rápida y sencilla.



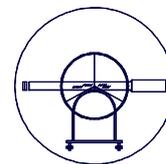
Figura Número 74.- Estación topográfica de última generación

3.3.3. CONSIDERACIONES FINALES

En la actualidad, existen firmas especializadas que tienen en el mercado estaciones topográficas para cualquier tipo de trabajo. En el marco general de los trabajos topográficos para apreciaciones entre 3^{cc} y 9^{cc} existen al menos diez fabricantes de aparatos que prácticamente cubren cualquier necesidad. Además cabe destacar el extraordinario avance en la oferta en el contexto general de la estación topográfica en los últimos.



4. MEDIDA DE ALTURAS



4.1. INTRODUCCIÓN AL ESTUDIO ALTIMÉTRICO

Definido un punto en la superficie terrestre queda perfectamente determinado no sólo por su posición en planta, sino también por la altitud, distancia del punto a una superficie de referencia, evaluada sobre la normal a dicha superficie que pasa por el punto.

La superficie de referencia con significación física es el geode, aunque es difícil de determinar. Tras continuadas tomas de datos se puede modelizar, estableciendo la superficie de cota cero, presentándose a continuación dos problemas:

- Determinación de dicha superficie.
- Dar cota a puntos de la superficie terrestre respecto a ella.

Para obtener la superficie de cota cero, los países que tienen costa utilizan los mareógrafos que funcionan plasmando, de forma continuada, el nivel instantáneo del mar.

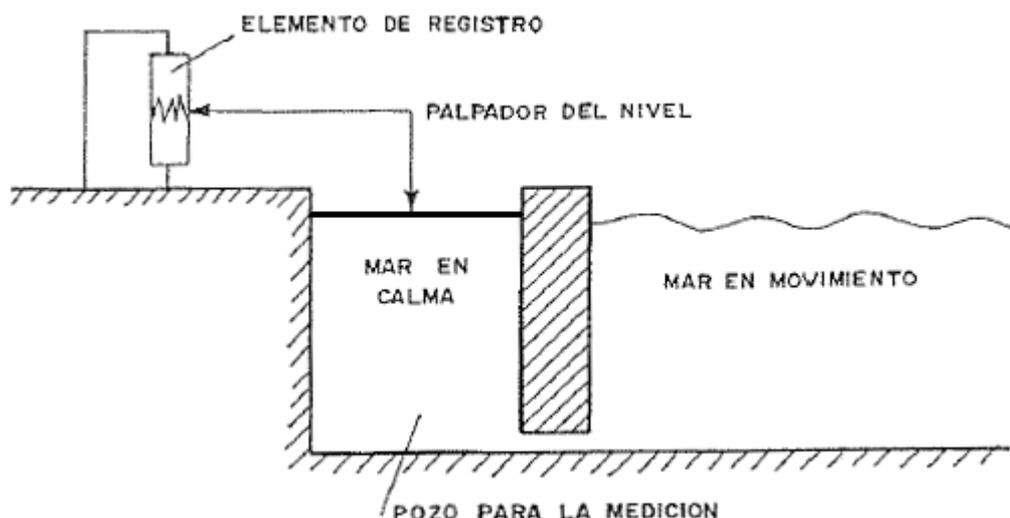
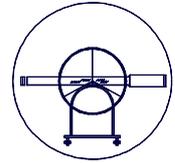


Figura Número 75.- Esquema de un mareógrafo

El palpador está constituido por una hoja que comunica el movimiento vertical a un rollo de registro donde queda el dato almacenado. En España, el mareógrafo referencial está en Alicante y en Francia en Marsella.

Para dar cota a los puntos de la superficie terrestre hay varios métodos que condicionan los aparatos topográficos que deben ser utilizados:

- Nivelación trigonométrica: Está analizada con anterioridad. Constituye una faceta importante de las relaciones taquimétricas. Para ello se utilizan el taquímetro y la estación o semiestación (teodolito óptico o electrónico) con distanciómetro.
- Nivelación geométrica: Se utiliza el aparato topográfico denominado nivel, que con un adecuado método es la mejor forma de conseguir buenas posiciones.



- Nivelación barométrica: Emplea la relación física existente entre la altitud y presión atmosférica. No tiene buenas precisiones y en ingeniería apenas se utiliza.

No obstante, aunque la referenciación a un origen altimétrico común es aconsejable y en temas cartográficos, imprescindible, en Ingeniería se puede trabajar con una cota referencial arbitraria en el marco de un trabajo concreto.

En cualquiera de los dos primeros métodos es conveniente conocer las peculiaridades del sistema de altitudes, que pasan por el conocimiento de las superficies equipotenciales y el establecimiento de las alturas ortométricas y dinámicas. En Topografía son despreciables las influencias de ambos condicionantes, que serán analizados en otra asignatura específica que trata sobre Geodesia y Cartografía.

4.2. NIVELACIÓN TRIGONOMÉTRICA

4.2.1. CORRECCIÓN POR ESFERICIDAD Y REFRACCIÓN

4.2.1.1. Corrección por esfericidad

Supuestas esféricas las superficies de nivel se estaciona el aparato topográfico en un punto E de altitud h_E , siendo EE' su eje vertical y EA la visual a un punto A, cuyo desnivel respecto de E se desea calcular.

El desnivel aparente (si la tierra fuese plana) estaría definido por la distancia $\overline{AA'}$, mientras que el desnivel real está definido por la distancia $\overline{AA_2}$, distancia sobre la normal en A entre sus curvas de nivel. Por tanto, la corrección por esfericidad será:

$$C_e = \overline{AA_2} - \overline{AA'}$$

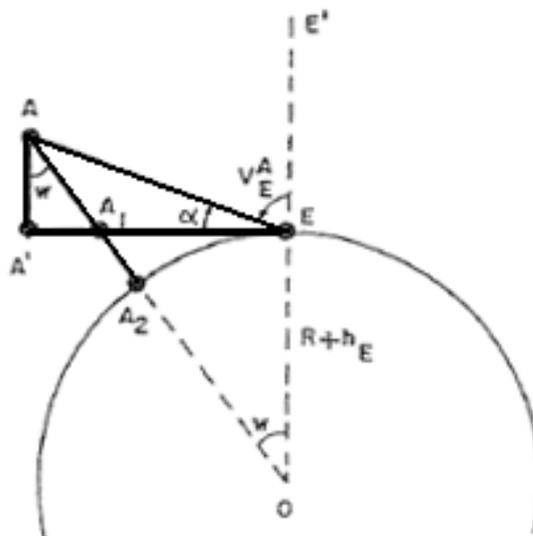
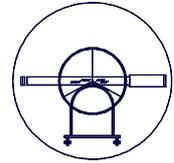


Figura Número 76.- Influencia de la esfericidad



En la figura se verifica:

$$\overline{AA_2} = \overline{AA_1} + \overline{A_1A_2} = \frac{\overline{AA'}}{\cos \omega} + \overline{A_1A_2}$$

pero:

$$\cos \omega = 1 - \frac{\omega^2}{2!} + \dots$$

tomando términos de primer orden:

$$\overline{AA_2} = \overline{AA'} + \overline{A_1A_2}$$

sustituyendo en la expresión de la corrección:

$$C_e = \overline{AA_2} - \overline{AA'} = \overline{AA'} + \overline{A_1A_2} - \overline{AA'} = \overline{A_1A_2}$$

Los lados del triángulo OEA₁ tienen por valores:

$$\overline{OE} = R + h_E$$

$$\overline{OA_1} = R + h_E + C_e$$

$$\overline{EA_1} = \overline{EA'} - \overline{AA_1} = D - \overline{AA'} \operatorname{tg} \omega$$

En la figura, se cumple:

$$(R + h_E + C_e)^2 = (R + h_E)^2 + \left(D - \overline{AA'} \omega \right)^2$$

habiendo sustituido ω por un infinitésimo equivalente:

$$(R + h_E)^2 + 2C_e(R + h_E) + C_e^2 = (R + h_E)^2 + \left(D - \overline{AA'} \omega \right)^2$$

el valor de C_e es muy pequeño comparado con el de R .

Despejando C_e :

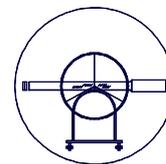
$$C_e = \frac{\left(D - \overline{AA'} \omega \right)^2}{2(R + h_E)}$$

siendo:

D = distancia reducida entre E y A

R = radio medio de la tierra (en una primera aproximación)

$\overline{AA'}$ = desnivel aparente de A y E



En la aproximación aceptable en topografía, si no se trata de distancias cortas con mucha pendiente, se puede aproximar $D - \overline{AA'} \omega$ por D, obteniendo:

$$C_e = \frac{D^2}{2(R + h_E)} = \frac{D^2}{2R}$$

relación válida en el ámbito de las aplicaciones topográficas. Como valor del radio de la tierra se suele tomar $R=6.370$ km.

Esta corrección de esfericidad es siempre positiva, el desnivel real es mayor que el aparente.

4.2.1.2. Corrección por refracción

Al pasar la luz de un medio a otro de distinta densidad sufre una refracción que tiene que ver con estas densidades de los distintos medios. Como la atmósfera no tiene densidad uniforme se van produciendo sucesivas refracciones en las distintas capas, que en condiciones normales son menos densas cuanto más elevadas están (a no ser que se produzca algún proceso de inversión térmica que influya en ellos), obteniéndose una curva como dirección seguida por el rayo.

Dentro del campo de la topografía, dado que las visuales son de escasa pendiente y de longitud corta/media, dicha curva puede asimilarse a un arco de circunferencia, de radio constante mientras no varíen las condiciones atmosféricas.

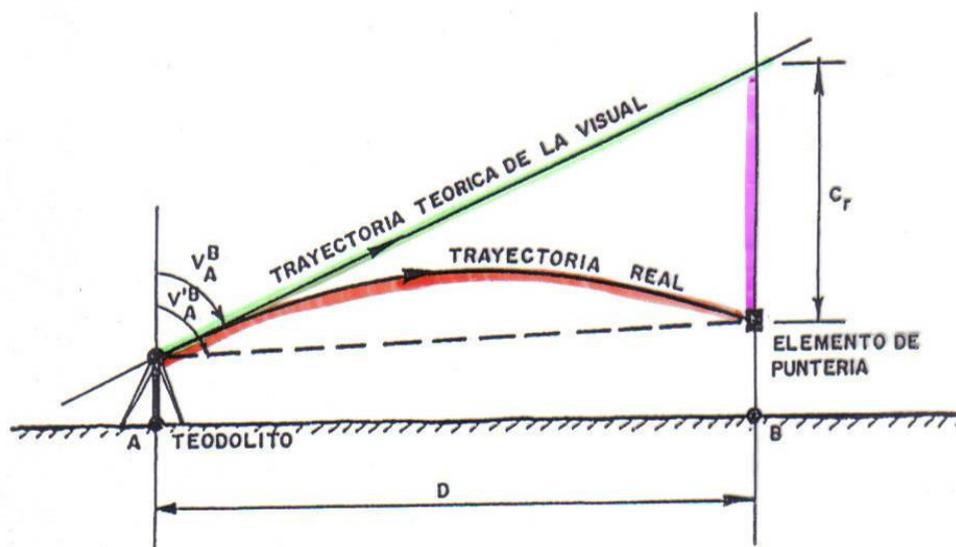


Figura Número 77.- La refracción de la visual

Para calcular su valor se considera un observador que desde un punto E observa a otro A, del cual la imagen le llegará según el arco de circunferencia AE, de centro O' y radio R. Para este observador es como si el punto A estuviese situado en A' en vez de en A, con EA' la tangente al arco de circunferencia en E.

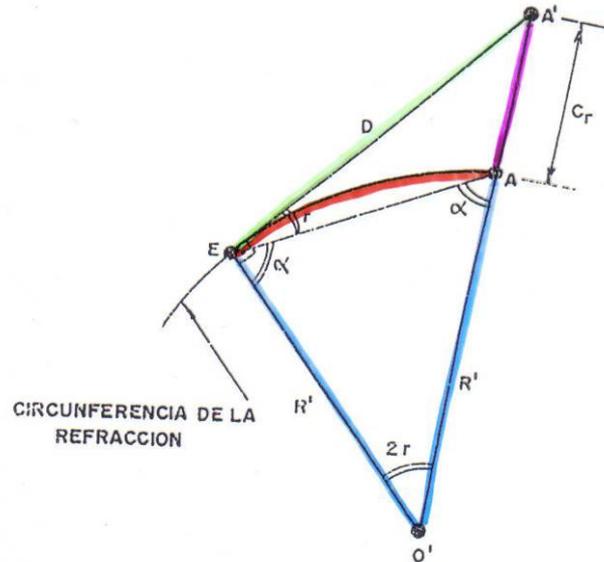
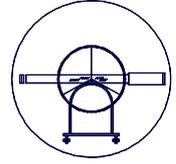


Figura Número 78.- Cálculo de la corrección por refracción

En los ángulos verticales este fenómeno produce un error ρ , llamado ángulo de refracción, siendo AA' el valor lineal de la corrección.

Por tanto, la corrección de refracción valdrá:

$$C_r = \overline{O'A'} - \overline{O'E} = \overline{O'A'} - \overline{O'A} = \overline{A'A}$$

En el triángulo OEA' , rectángulo en E, se verifica:

$$R'^2 + D^2 = (R' + C_r)^2$$

$$R'^2 + D^2 = R'^2 + C_r^2 + 2C_rR'$$

despreciando el término C_r^2 :

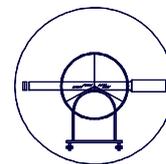
$$C_r = \frac{D^2}{2R'}$$

fórmula semejante a la de esfericidad donde el radio de la tierra, R , está sustituido por el de la curva de refracción, R' . La relación entre estos radios será una característica de este último R' , al ser $R = \text{cte.}$, por lo que para cada medio se tendrá un coeficiente F de refracción dado por:

$$2F = \frac{R}{R'}$$

Por lo tanto, la corrección por refracción será:

$$C_r = \frac{D^2}{2R'} = \frac{D^2}{2R} = F \frac{D^2}{R}$$



A falta de datos que permitan determinar el valor de F con más rigor, se considera, para unas circunstancias medias, el valor de $F=0,08$, resultando:

$$Cr = 0,08 \frac{D^2}{R}$$

El valor fijado para F representa que $R'=6,25 R$.

Como se puede apreciar, la refracción introduce desniveles negativos, el real es menor que el aparente, por lo que sirve para corregir en parte el efecto de la esfericidad.

$$Ce = \frac{D^2}{2R} \text{ siempre positiva}$$

$$Cr = 0,08 \frac{D^2}{R} \text{ siempre negativa}$$

La corrección final conjunta resulta:

$$\Delta H = 0,5 \frac{D^2}{R} - 0,08 \frac{D^2}{R} = 0,42 \frac{D^2}{R}$$

Luego el valor final del incremento altimétrico quedaría de la forma:

$$\begin{aligned} \Delta Z_A^B &= t_A^B + i_A - m_B + \frac{(D_A^B)^2}{2R} - 0,08 \frac{(D_A^B)^2}{R} = \\ &= t_A^B + i_A - m_B + 0,42 \frac{(D_A^B)^2}{R} \end{aligned}$$

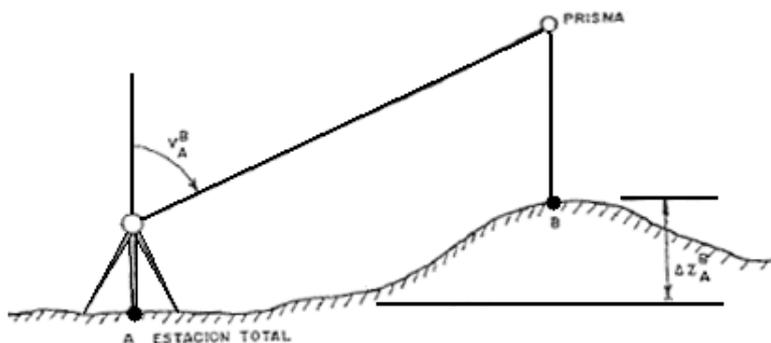


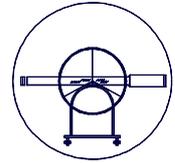
Figura Número 79.- Corrección conjunta en nivelación trigonométrica

Siendo, por lo tanto:

$$Z_B = Z_A + \Delta Z_A^B$$

Estas relaciones serán consideradas, en general, en el campo de la topografía.

La corrección por esfericidad y refracción comienza a ser significativa a partir de los 400 m.



DISTANCIA	CORRECCIÓN
400 m.	1 cm.
1.000 m.	7 cm.
2.000 m.	26 cm.
4.000 m.	106 cm.
8.000 m.	422 cm.
15.000 m.	1.483 cm.
20.000 m.	2.638 cm.

Para determinar el valor F correspondiente a una determinada zona con más precisión se emplean visuales conocidas desde los puntos, obteniéndose con ellas su valor, utilizándose después éste con el resto de visuales de la zona (por ejemplo, para nivelaciones trigonométricas con una sola visual).

4.2.2. ERRORES EN LA NIVELACIÓN TRIGONOMÉTRICA

En la taquimetría tradicional, o en la actualidad con las estaciones totales, la expresión del desnivel (nivelación trigonométrica) existente entre dos puntos viene dada por la relación:

$$\Delta z_A^B = t_A^B + i_A - m_B + 0,42 \frac{D_A^B}{R}$$

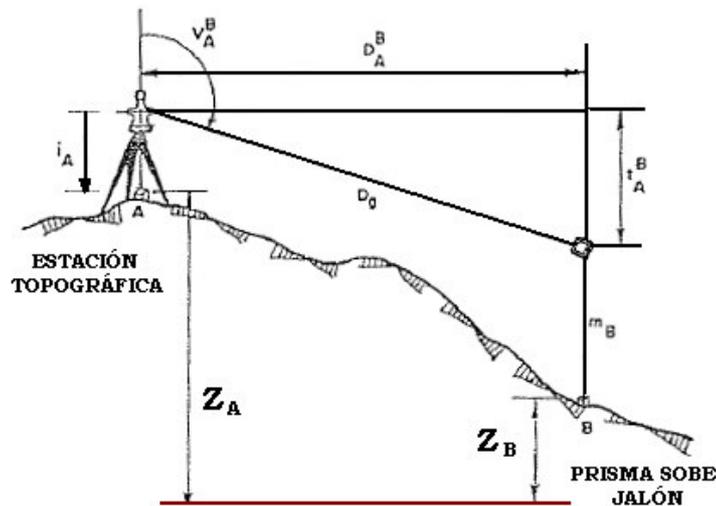
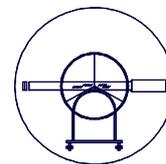


Figura Número 80.- Fuentes de error en la nivelación trigonométrica

Las fuentes del error están incluidas de forma significativa en los tres primeros términos:

$\Delta z_A^B = t_A^B + i_A - m_B$ $t_A^B = D_A^B \cot g V_A^B$	Distancia reducida de A a B
	Angulo cenital
	Altura del aparato
	Altura del prisma



Definidas las características del instrumento topográfico se obtienen los siguientes valores:

- Error o incertidumbre al evaluar la distancia: ΔD
- Error o incertidumbre al evaluar el ángulo cenital: ε_T^V
- Error o incertidumbre al evaluar la altura del aparato: i
- Error o incertidumbre al evaluar la altura del prisma: m

A) Aportación al error altimétrico de t_A^B

Las incertidumbres altimétricas vienen definidas por las expresiones:

$$e_i^I \leq \Delta D_A^B \cot g V_A^B \quad (\text{para } \varepsilon_T^V = 0)$$

$$e_i^{II} \leq D_A^B [\cot g (V_A^B \pm \varepsilon_T^V) - \cot g V_A^B] \quad (\text{para } \Delta D = 0)$$

siendo ΔD_A^B una cota del error lineal considerado para cada uno de los casos que se puedan presentar, que serán analizados en la siguiente unidad. El doble signo está motivado por la condición de encontrar una cota superior del error.

B) Aportación al error altimétrico de i_A

La medición se realiza con una cinta métrica metálica, pudiendo estimar una cota superior del error altimétrico: $e_i \leq 1 \text{ cm}$.

C) Aportación del error altimétrico de m_B

El valor que resulta difiere según el sistema que se utilice para la determinación de la nivelación trigonométrica.

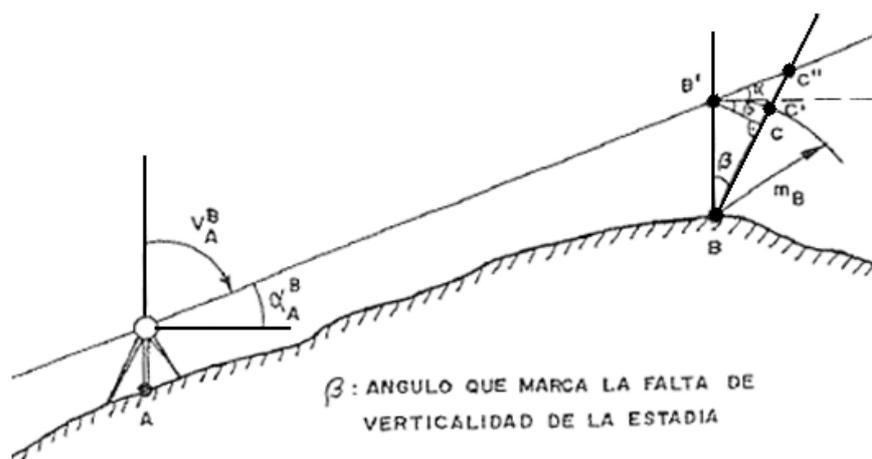
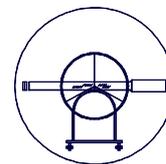


Figura Número 81.- Nivelación trigonométrica. Falta de verticalidad de la estadia

C₁) Utilizando un taquímetro

Dada la figura, se analiza la incertidumbre altimétrica.



Si la estadia está inclinada un ángulo β , la lectura no se realiza en B' sino en C'', existiendo un error:

$$e_m = \overline{BC''} - \overline{BB'} = \overline{BC''} - \overline{BC'} = \overline{C'C''}$$

Pero, al trabajar con una cota superior del error, se tiene:

$$\operatorname{tg}(\alpha + \beta) = \frac{\overline{CC''}}{\overline{B'C}}$$

$$\overline{CC''} = \overline{B'C} \operatorname{tg}(\alpha + \beta)$$

$$e_m \leq \overline{C'C} \leq \overline{CC''} = \overline{B'C} \operatorname{tg}(\alpha + \beta)$$

y será cota mayor del error, sustituyendo el segmento B'C por el arco de circunferencia B'C' y, por lo tanto, $m_B \beta$:

$$e_m \leq m_B \cdot \beta \cdot \operatorname{tg}(\alpha + \beta)$$

siendo:

- m_B : altura sobre el suelo de la intersección de la visual con la mira
- β : ángulo de inclinación
- α : pendiente de la visual $\alpha = 100^g - V_A^B$

como valor medio del ángulo β se suele tomar 1^g ó 2^g .

C₂) Utilizando estación topográfica

El prisma situado sobre un jalón, portador de un sistema para contrastar la verticalidad puede, con ayuda de un trípode, posicionarse vertical y, por lo tanto, eliminar el error altimétrico por esta causa.

La falta de verticalidad del jalón provocaría incertidumbre altimétrica y un error adosado en la evaluación de la distancia geométrica y en la determinación del ángulo cenital.

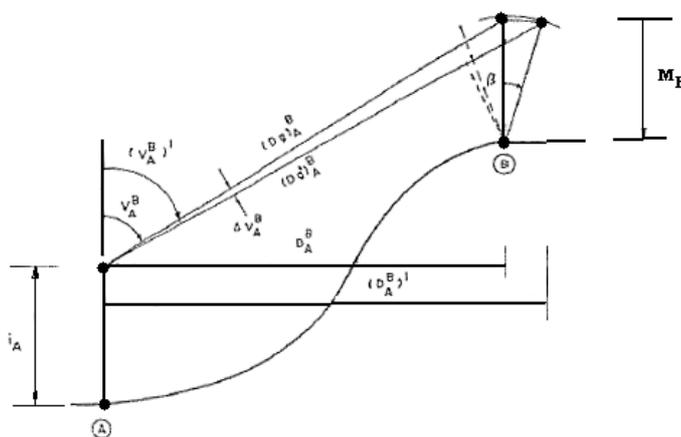
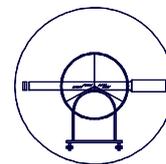


Figura Número 82.- Falta de verticalidad del jalón



Estos errores establecidos para el caso de la nivelación taquimétrica o con estación topográfica son prácticamente despreciables en condiciones normales si se comparan con el error que se comete debido al efecto de la distancia en la puntería, por lo que finalmente este error se suele cifrar en función de la distancia de observación, tomándose los siguientes valores significativos:

RANGO DISTANCIA	ERROR PUNTERIA
D < 100 m.	$e_m = 1$ cm.
100 < D < 200 m.	$e_m = 2$ cm.
200 < D < 500 m.	$e_m = 3$ cm.
500 < D < 1000 m.	$e_m = 4$ cm.
1000 < D < 2000 m.	$e_m = 5$ cm.
2000 < D	$e_m = 10$ cm.

D) Error altimétrico total

Considerando no nula la incertidumbre altimétrica por falta de verticalidad del jalón, el error altimétrico total para una visual aislada será:

$$e_z = \sqrt{(\Delta D_A^B \cdot \cot g V_A^B)^2 + \{D_A^B [\cot g (V_A^B \pm \varepsilon_T^V) - \cot g V_A^B]\}^2 + e_i^2 + e_m^2}$$

siendo:

- ΔD_A^B : Error longitudinal
- D_A^B : Distancia entre la estación y puntería (reducida)
- V_A^B : Angulo cenital
- ε_T^V : Error angular cenital
- e_i, e_m : Error altimétrico en la estación y en la puntería

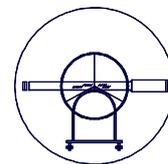
SUPUESTO PRÁCTICO

Con un taquímetro que tiene las siguientes especificaciones técnicas:

$$S = 30'' \quad ; \quad A = 30 \quad ; \quad a = 33''$$

se analiza el desnivel entre un vértice estación y un determinado punto. Los datos de la captación de información son los siguientes:

- Distancia reducida estación-puntería: 180 m.
- Error en la evaluación de la distancia: 0,36%
- Pendiente de la visual: $V_A^B = 85^\circ$
- Falta de verticalidad de la estadia: $\beta = 2^\circ$
- Altura de la mira: $m_B = 1,5$ m.



Evaluar la incertidumbre total altimétrica.

RESOLUCIÓN

A) Error angular:

$$\varepsilon_v = \frac{1}{3} S = \frac{1}{3} 30 = 10''$$

$$\varepsilon_p = \frac{50}{A} \left(1 + \frac{4A}{100} \right) = \frac{50}{30} \left(1 + \frac{120}{100} \right) = 3,6''$$

$$\varepsilon_l = \frac{2}{3} a = \frac{2}{3} 33 = 22''$$

$$\varepsilon_T^v = \sqrt{\varepsilon_v^2 + \varepsilon_p^2 + \varepsilon_l^2} = 24,4''$$

B) Errores altimétricos parciales

- Error en t:

$$\varepsilon_t^I = \Delta D \cot g V_A^B = \frac{0,36}{100} 180 \cot g 85^\circ = 0,057 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_t^{II} &= D_A^B \left[\cot g (V_A^B - \varepsilon_T^v) - \cot g V_A^B \right] = \\ &= 180 \left[\cot g (85^\circ - 24,4'') - \cot g 85^\circ \right] = 0,022 \text{ m.} \end{aligned}$$

- Error en i:

$$e_i = 1 \text{ cm.} = 0,01 \text{ m.}$$

- Error en m:

$$e_m = m_B \beta \operatorname{tg} (\alpha + \beta) = 1,5 \frac{2 \cdot 60 \cdot 60}{206265} \operatorname{tg} 7^\circ = 0,0065 \text{ m.}$$

C) Error altimétrico total:

$$e_T = \sqrt{e_t^{I2} + e_t^{II2} + e_i^2 + e_m^2} = \sqrt{0,057^2 + 0,022^2 + 0,01^2 + 0,0065^2} = 0,062 \text{ m.}$$

4.3. EL NIVEL

4.3.1. FUNDAMENTO

El nivel es el instrumento topográfico que, correctamente estacionado, es capaz de definir un plano perpendicular a la vertical del lugar y, por lo tanto, con ayuda de dos estadias verticales, permite conocer el desnivel entre dos puntos.

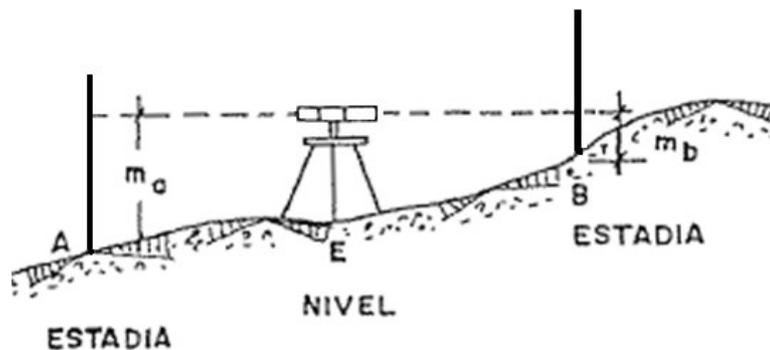
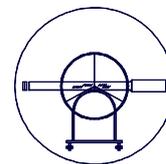


Figura Número 83.- Fundamento del nivel

El desnivel entre los dos puntos considerados es:

$$\Delta Z_A^B = m_a - m_b$$

Conociendo la cota del punto A, la cota del punto B queda definida de la forma:

$$Z_B = Z_A + \Delta Z_A^B$$

En la nivelación geométrica, la corrección por esfericidad y refracción puede eliminarse, entrando de lleno al estudio de las metodologías topográficas.

4.3.2. PARTES ESENCIALES

Existen cuatro grandes grupos de niveles: el nivel convencional, el automático, el láser y el electrónico o digital. La única diferencia entre ellos es la forma que tienen de aproximar el eje vertical del aparato a la posición particularizada de la vertical del lugar.

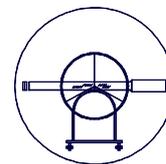
A) Nivel convencional

Dispone de un anteojo para efectuar la puntería y de un nivel, montado sobre una plataforma, gobernado por los tornillos nivelantes.



Figura Número 84.- Nivel convencional

El nivel queda caracterizado por los aumentos de su anteojo y por la sensibilidad de su nivel de burbuja. El retículo está formado por la cruz filar, usual o simplemente por un hilo horizontal, simple o en forma de cuña. Dispone de tornillos de presión y coincidencia y enfoques de visión y de hilos. Se estaciona



como cualquier instrumento topográfico, a través de la plataforma nivelante y sus correspondientes tornillos de nivelación y niveles esféricos y tóricos.

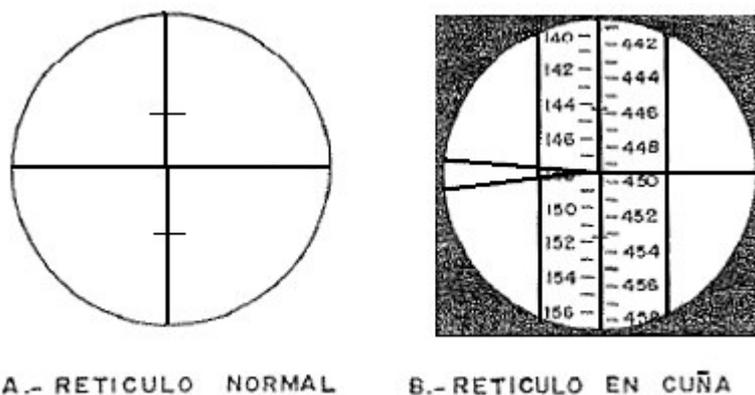


Figura Número 85.- El retículo del nivel

B) Nivel automático

Dispone de un anteojo para efectuar la puntería y de un sistema interno a base de un péndulo que, una vez estacionado el aparato, posiciona la vertical del lugar y, por lo tanto, define el plano horizontal.

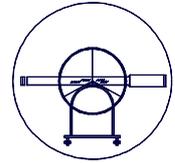


Figura Número 86.- Nivel automático

Lleva incorporado un nivel esférico para detectar la posición correcta en el sentido de operatividad del péndulo interno. Igual que el nivel convencional, se rige por los mismos parámetros que el nivel convencional.

C) Nivel láser

Este instrumento, que se estaciona de forma cuasi-automática, al igual que el anterior, se caracteriza porque una vez estacionado y encendido emite una radiación en el espectro del láser que mediante dos sensores deslizantes en las estadias permiten identificar la altura a la que se encuentra el láser en diferentes puntos y, por lo tanto, establecer el desnivel entre puntos dado que el rayo láser está contenido en el plano horizontal.



Se utiliza especialmente en obra civil y edificación porque tiene la ventaja de necesitar sólo un operario.



Figura Número 87.- Equipo de nivelación láser



Figura Número 88.- Planos capaces de nivelarse con un nivel láser

D) Nivel electrónico o digital

La nivelación digital logra evaluar la imagen de una mira codificada mediante un procedimiento electrónico. El instrumento óptico tradicional se convierte en un sensor convencional con una finalidad concreta.

El sensor identifica el código de barras con la mira (usualmente de invar), incluso evalúa la distancia de forma bastante aproximada.

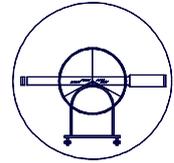


Figura Número 89.- Equipo de nivelación digital

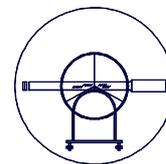
El código de la estadia es binario (blanco y negro). Un elemento básico mide una longitud determinada (2,025 mm. para la NA-3000 de Leica). El código completo está configurado por 2.000 elementos, necesitando una longitud de 4,05 m. Se emplea el método de la correlación, tomando como patrón un código no periódico pseudoestocástico.



Figura Número 90.- Elementos básicos del nivel digital

La desviación típica en este tipo de instrumental puede llegar hasta la centésima de milímetro, en la determinación de la altura, mientras que la precisión en la determinación de la distancia es del orden centimétrico.

La reproducibilidad de la medición altimétrica, en el caso de los modelos anteriormente mencionados, está reflejada en el siguiente cuadro. La precisión del



sistema (mm/km. en nivelación doble) en la nivelación digital depende del modelo de instrumento empleado (NA-2002, NA-3003) y del tipo de mira.

NIVEL	MIRA DE NIVELACION	
	GKNL4	GPCL 2/3
NA-2002	$\sigma = 1,5 \text{ mm/km}$	$\sigma = 0,9 \text{ mm/km}$
NA-3003	$\sigma = 1,2 \text{ mm/km}$	$\sigma = 0,4 \text{ mm/km}$

La temperatura, los cambios de iluminación e incluso las turbulencias motivadas por el tráfico rodado, contribuyen a distorsionar las posibilidades de la medición, debiendo conceder tiempo de aclimatación.

Continúa vigente la metodología basada en la nivelación geométrica utilizando el punto medio como alternativa de empleo. Con los niveles digitales y niveladas del orden de 35 m. es sencillo lograr precisiones del orden de 1 mm. por kilómetro, considerada alta precisión.

4.3.3. ERRORES EN LA NIVELACIÓN GEOMÉTRICA

4.3.3.1. Errores propios del aparato

Al realizar una visual se cometerán dos tipos de errores accidentales diferentes:

- Error de verticalidad.
- Error de puntería.

Ambos son errores angulares que usualmente están definidos por las siguientes expresiones:

a) Error de verticalidad:

$$|\varepsilon_v| \leq \frac{1}{3} S$$

siendo S la sensibilidad expresada en graduación centesimal o sexagesimal.

b) Error de puntería

$$|\varepsilon_p| \leq \frac{50}{A} \left[1 + \frac{4A}{100} \right] \quad \text{en graduación sexagesimal}$$

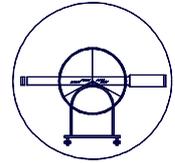
$$|\varepsilon_p| \leq \frac{150}{A} \left[1 + \frac{4A}{100} \right] \quad \text{en graduación centesimal}$$

En ambos casos, A expresa los aumentos del anteojo del nivel.

La composición cuadrática de los dos errores angulares permite obtener el error total cenital.

$$|\varepsilon_T^C| \leq \sqrt{\varepsilon_H^2 + \varepsilon_p^2}$$

Con la composición angular se puede obtener el error altimétrico total.



$$e_z = \sqrt{\varepsilon_H^2 + \varepsilon_p^2} L$$

siendo L la distancia entre el nivel y la estadia vertical.

En el caso de realizar una nivelación de longitud total D , pero efectuada en tramos uniformes de longitud L , el error altimétrico total resultará:

$$e_z^T = \sqrt{\varepsilon_H^2 + \varepsilon_p^2} L \sqrt{\frac{D}{L}}$$

Al utilizar estas expresiones hay que tener precaución en el uso de las diferentes unidades:

- ε_v y ε_p : ángulos expresados en radianes
- L : longitud aparato/estadia. De la unidad utilizada dependerá la unidad del error altimétrico total
- $\frac{D}{L}$: deben proporcionar el número de tramos, es decir, es un número adimensional

4.3.3.2. Error adicional por falta de verticalidad de la estadia

Otro error, que suele tener importancia y que es necesario conocer su incidencia, aunque es independiente del aparato topográfico, es el motivado por la falta de verticalidad de la estadia.

La falta de verticalidad (ángulo β) motiva una lectura en la estadia BC'' diferente de la lectura verdadera $BB'=BC'$.

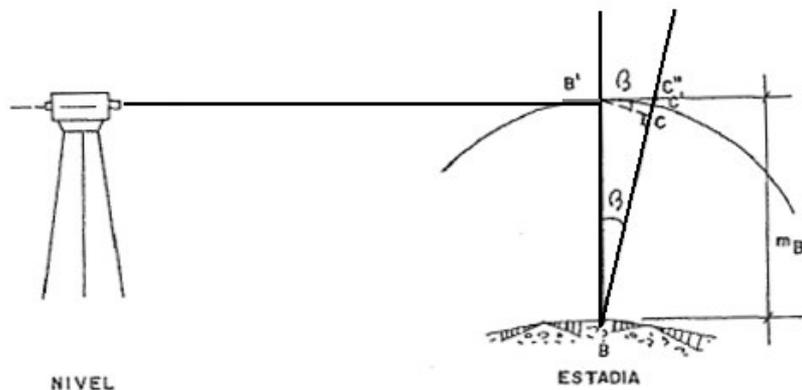


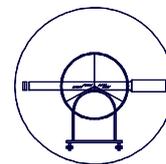
Figura Número 91.- Falta de verticalidad de la estadia

El error, por falta de verticalidad de la estadia, estará definido por:

$$e_m = BC'' - BC' = C'C''$$

En el triángulo $B'B''C$ se verifica:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{CC''}{B'C} \rightarrow CC'' = B'C \cdot \operatorname{tg} \beta$$



También se verifica:

$$B'C < B'C' < B'C''$$

Por lo tanto, un techo del error estará definido, realizando la sustitución de B'C por B'C'', resultando:

$$CC'' = B'C \operatorname{tg} \beta = B'C' \operatorname{tg} \beta$$

Pero:

$$B'C' = m_B \cdot \beta$$

Luego, reemplazando, se obtiene el error por falta de verticalidad de la mira:

$$e_m \leq m_B \cdot \beta \cdot \operatorname{tg} \beta$$

O bien:

$$e_m \leq m_B \frac{\beta''}{206.265} \operatorname{tg} \beta = m_B \frac{\beta^{CC}}{636.620} \operatorname{tg} \beta$$

Puede evitarse, en una proporción muy significativa, utilizando trípode para asegurar, dentro de una cierta tolerancia, la verticalidad de la estadia.

4.3.3.3. Error altimétrico total

Considerando la falta de verticalidad de la mira, la composición del error altimétrico total resulta:

A) Caso de una nivelación de un tramo único

Datos:

. Longitud del tramo	L
. Error de horizontalidad ...	ε_v
. Error de puntería	ε_p
. Lectura de estadia	m_B
. Angulo de inclinación	β

A₁) Error altimétrico, por consideraciones angulares:

$$e_Z^I = \sqrt{\varepsilon_v^2 + \varepsilon_p^2} L$$

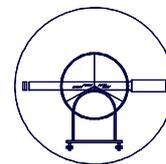
A₂) Error altimétrico, por falta de verticalidad de la estadia:

$$e_Z^{II} = m_B \frac{\beta}{r} \operatorname{tg} \beta$$

siendo:

$$r'' = 206.265$$

$$r^{CC} = 636.620$$



A₃) Error altimétrico total:

$$e_z^T = \sqrt{(e_z^I)^2 + (e_z^{II})^2}$$

B) Caso de una nivelación de n tramos

Se trata de una nivelación de longitud total D, efectuada en tramos de longitud L (D/L = n).

Igual que en el caso anterior, al efectuar la nivelación en un tramo, el error altimétrico resultante queda caracterizado por la expresión:

$$e_z^T = \sqrt{(e_z^I)^2 + (e_z^{II})^2}$$

Para el caso de n tramos será:

$$[e_z^T]^* = \sqrt{(e_z^I)^2 + (e_z^{II})^2} \sqrt{n}$$

El error altimétrico unitario total será:

$$e_z^T = \sqrt{(e_z^I)^2 + (e_z^{II})^2}$$

El error altimétrico en 1 km., también denominado kilométrico, se calcula:

$$e_z^k = \sqrt{(e_z^I)^2 + (e_z^{II})^2} \sqrt{\frac{1000}{L}}$$

SUPUESTO PRÁCTICO

Al realizar una nivelación geométrica se utiliza un nivel de las siguientes características técnicas:

Sensibilidad:	50 ^{cc}
Aumentos:	26

Considerando una falta de verticalidad de la mira generalizada de 1^ª y niveladas de 80 m., calcular el error altimétrico esperado al nivelar 100 km.

En primer lugar se calcula el error angular cenital:

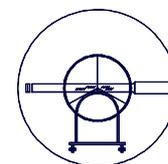
$$\varepsilon_v \leq \frac{S}{3} = \frac{50}{3} = 16,7^{cc}$$

$$\varepsilon_p \leq \frac{150}{26} \left[1 + \frac{4 \cdot 26}{100} \right] = 11,8^{cc}$$

$$\varepsilon_T^C \leq \sqrt{\varepsilon_H^2 + \varepsilon_P^2} = 20,4^{cc}$$

El error altimétrico, unitario, por consideraciones angulares será:

$$e_z^I = \sqrt{\varepsilon_H^2 + \varepsilon_P^2} L = \frac{20,4}{636620} 80000 = 2,56 \text{ mm.}$$



Las anotaciones se plasman en la libreta de nivelación, donde quedan referenciados los datos: lecturas de frente y espalda, así como el origen de la altitud.

Los métodos de nivelación específicos se analizarán en unidades didácticas posteriores una vez que se desarrollen otros conceptos previos sin los cuales no se entienden dichos métodos.

SUPUESTO PRÁCTICO

Completar la libreta de nivelación adjunta:

ESTACIONES DE LA MIRA	LECTURA DE ESPALDA		LECTURA DE FRENTE		DIFERENCIA - (BAJA)		DIFERENCIA + (SUBE)		ALTITUDES DEL ORIGEN		OBSERVACIONES					
	m	mm	m	mm	m	mm	m	mm	1	0		0	0	0	0	
	m	mm	m	mm	m	mm	m	mm	m	mm						
1	1	3	5	2	1	1	1	1								
2	1	9	6	8	1	5	2	7								
3	2	3	4	6	1	9	8	3								
4	2	5	4	8	2	1	3	8								
5	1	8	1	7	2	0	6	4								
6	2	1	6	8	2	6	4	2								
7	1	9	7	8	2	1	4	4								
8	1	9	6	4	1	6	4	8								

RESOLUCIÓN

Aplicando los conceptos anteriormente expresados, resulta:

ESTACIONES DE LA MIRA	LECTURA DE ESPALDA		LECTURA DE FRENTE		DIFERENCIA - (BAJA)		DIFERENCIA + (SUBE)		ALTITUDES DEL ORIGEN		OBSERVACIONES							
	m	mm	m	mm	m	mm	m	mm	1	0		0	0	0	0			
	m	mm	m	mm	m	mm	m	mm	m	mm								
1	1	3	5	2	1	1	1	1	0	2	4	1	1	0	0	2	4	1
2	1	9	6	8	1	5	2	7	0	4	4	1	1	0	0	6	8	2
3	2	3	4	6	1	9	8	3	0	3	6	3	1	0	1	0	4	5
4	2	5	4	8	2	1	3	8	0	4	1	0	1	0	1	4	5	5
5	1	8	1	7	2	0	6	4	0	2	4	7	1	0	1	2	0	8
6	2	1	6	8	2	6	4	2	0	4	7	4	1	0	0	7	3	4
7	1	9	7	8	2	1	4	4	0	1	6	6	1	0	0	5	6	8
8	1	9	6	4	1	6	4	8	0	3	1	6	1	0	0	8	8	4