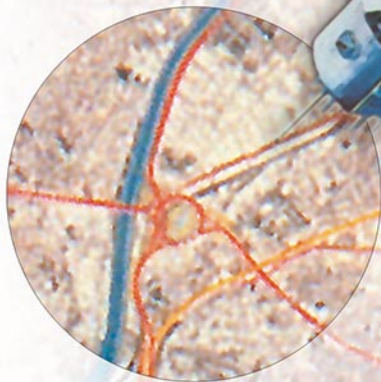


# Geociencias

Hugo Humberto López

Topografía  
Cartografía  
Gps-Glonass  
Posgar 94



Editorial Universitaria  
de Misiones

# **GEOCIENCIAS**

**TOPOGRAFIA  
CARTOGRAFIA  
GPS – GLONASS  
POSGAR 94**

**Septiembre de 2006  
Eldorado, Provincia de Misiones  
República Argentina**

## PROLOGO

El Profesor Hugo H. López me ha solicitado que prologue su libro Geociencias. Tal encomienda significa para mí un gran honor, pero al mismo tiempo una pesada responsabilidad, dado que no soy especialista en la disciplina. He debido por eso realizar un esfuerzo significativo para comprender en extensión y profundidad el valioso texto que ofrece el autor.

En primer lugar debo destacar la notable capacidad de síntesis con que el Profesor López aborda cuatro materias que a otros autores, sin desmedro de ellos, les ha insumido cada una al menos el mismo volumen. Más meritorio aún cuando no se pierden los contenidos mínimos de los mismos.

En lenguaje sencillo, pero preciso y sin preámbulos ociosos, aborda conceptos complejos haciendo comprensibles temas que indican un claro dominio del conocimiento del autor sobre las materias abordadas y una aquilatada experiencia en la docencia Universitaria.

Los lectores podrán encontrar en el desarrollo de los contenidos una valiosa herramienta para las actividades de la Agrimensura. Con rigurosidad científica desarrolla los principios, descripciones de aparatología y problemas prácticos y su resolución con llamativa actualidad para ciencias que, como otras en estos años, reciclan vertiginosamente preceptos e innovaciones tecnológicas.

El Profesor Hugo López peca en exceso de modestia al limitar el texto a estudiantes Universitarios; creo mesuradamente, por el contrario, que también va a transformarse en una herramienta de consulta para aquellos graduados, incluso Agrimensores, que desarrollen actividades de relevamientos directos, tanto en áreas rurales como urbanas.

Una obra como la descrita viene a llenar un vacío importante en la literatura técnica disciplinar, al tiempo que significará un orgullo para nuestra Universidad.

Eldorado, Misiones, Argentina, Septiembre de 2006.

**Ing. Héctor Martín Garland**  
Profesor Titular de Dendrología y  
Política y legislación Forestal  
Fac. de Ciencias Forestales  
**UNAM**

## NOTA DEL AUTOR

Cuando decidí la redacción del presente texto me propuse el objetivo de elaborar una herramienta de estudio para estudiantes del nivel universitario. Los temas que en el se tratan están redactados de modo tal que sean fácilmente interpretados, usando un lenguaje simple y gráficos sencillos ya que no pretendo ser original sino simplemente entendible, dado el carácter de material de estudio que le asigno al mismo.

El libro se divide en cuatro capítulos que se denominan: TOPOGRAFIA, CARTOGRAFIA, GPS – GLONASS Y POSGAR 94.

En el primer Capítulo, TOPOGRAFÍA, considero el instrumental y los métodos operativos que permitan ejecutar los trabajos planialtimétricos de campaña, ya sea aplicando el sistema operacional clásico o la moderna tecnología.

El segundo se refiere a CARTOGRAFIA, en el que se tratan los temas necesarios para iniciar a los Estudiantes en el conocimiento del sistema Cartográfico Nacional Argentino, y se ajusta a las normas establecidas por el Instituto Geográfico Militar (I.G.M.), órgano rector en la materia. He incluido el conocimiento básico del Sistema Proyectivo Gauss Krüger, siendo este el primer paso para hacer un adecuado uso de las cartas utilizadas en nuestro país.

En el tercer Capítulo denominado como GPS. – GLONASS, se describen y analizan el funcionamiento del Sistema Posicionador General conocido por su sigla GPS. Instalado y operado por los Estados Unidos de Norteamérica, es un sistema que funciona en base a una constelación de satélites artificiales, lo que constituye la forma más moderna para la ubicación de puntos sobre la tierra.

En este Capítulo también se describe el sistema de posicionamiento denominado GLONASS, sigla del “Sistema de Navegación Global por Satélites” que fue desarrollado por la ex U.R.S.S. y que actualmente es operado por la República Rusa, es de funcionamiento satelital, y también es un sistema idóneo, como el GPS, para determinar la posición de puntos sobre el planeta.

Finalmente, en el Capítulo cuarto se trata el tema de las Posiciones Geodésicas Argentinas cuya sigla es POSGAR 94, este es el marco de referencia Geodésico Argentino, adoptado en Mayo de 1997, el que introdujo notables modificaciones paramétricas ya que se pasó de un sistema local a otro globalizado que utiliza como datum de referencia el elipsoide WGS 84, el mismo del sistema GPS.

Es mi deseo que este libro pueda ser de utilidad para los estudiantes como herramienta de consulta y estudio y que les sirva de apoyo básico para lograr una mayor profundización de sus conocimientos.

Les dedico este libro a Felisa y a mis hijos Verónica, Federico y Gustavo por su comprensión, cariño y aliento permanente para lograr este objetivo.

Eldorado, Misiones, Argentina, Septiembre de 2006

**Hugo Humberto López**

## INDICE GENERAL

### Capítulo 1: TOPOGRAFIA

	<b>Paginas</b>
<b>GENERALIDADES</b>	
La Tierra.....	11
Eje terrestre.....	12
Meridianos.....	12
Paralelos.....	12
Longitud y Latitud.....	12
Verticales.....	13
Topografía.....	13
Geodesia .....	15
<b>MAGNITUDES</b>	
Magnitudes de interés topográfico.....	15
Magnitudes lineales.....	15
Magnitudes de superficies .....	16
Magnitudes angulares .....	16
<b>ANALISIS PLANIMETRICOS</b>	
Representación gráfica del terreno.....	16
Planimetría .....	16
Análisis de los errores planimétricos.....	17
Error absoluto.....	17
Error relativo.....	18
Escala .....	18
Punto topográfico.....	19
<b>PLANIMETRÍA</b>	
Superficie topográfica.....	19
Trazado y demarcación de líneas en el terreno.....	19
Alineación recta.....	19
Alineación curva.....	19
Elementos que se utilizan para la marcación de líneas.....	20
Estacas .....	20
Jalones .....	20
Fichas .....	20
Materialización de puntos topográficos permanentes.....	20

Mojones .....	20
Mojones rurales.....	21
Alineación de jalones a simple vista .....	22
Prolongación de línea a simple vista .....	22
<b>MEDICIONES CON CINTAS MÉTRICAS</b>	
Cintas métricas.....	24
Medición de líneas con cinta métrica.....	25
Errores que se cometen en las mediciones con cintas.....	26
Error producido por desvío respecto de la alineación.....	26
Error producido por la temperatura .....	28
Error producido por la fuerza tirante .....	29
Error cometido por cinta suspendida .....	29
Error producido por espesor de ficha y agarradera.....	30
<b>MEDICIONES HORIZONTALES</b>	
Distanciómetros electrónicos.....	31
Reducción de distancias al horizonte.....	33
Reducción de distancias a la horizontal.....	34
Reglón de medición.....	35
Medición de ángulos horizontales con cinta métrica.....	36
<b>MEDICIONES INDIRECTAS</b>	
Medición indirecta de distancias .....	37
Ordenada sobre base inclinada .....	37
Triángulos semejantes.....	37
Utilizando base auxiliar inclinada .....	38
Con base auxiliar en ángulo recto .....	38
<b>ESCUADRAS</b>	
Escuadras topográficas.....	39
Alidada .....	39
Escuadra de agrimensor .....	39
Escuadra de espejos o de reflexión.....	40
Uso de la escuadra .....	41
Escuadras de refracción .....	42
Escuadra de prisma de base triangular .....	42
Escuadras pentaprismas.....	44
Escuadra alineadora.....	45
Usos de las escuadras .....	45

Caso de levantar una perpendicular a una alineación.....	45
Caso de bajar una perpendicular a una alineación.....	46
Intercalación de puntos.....	47
Levantar una perpendicular.....	47
Bajar una perpendicular.....	47
Levantamiento de detalles .....	48
<b>POLIGONOS AUXILIARES</b>	
Polígonos auxiliares .....	48
Levantamiento de un curso de agua .....	48
Levantamiento de un camino .....	49
<b>NIVELES DE BURBUJA</b>	
Niveles de burbuja .....	50
Niveles tóricos.....	50
Sensibilidad del nivel tórico.....	51
Nivel esférico.....	51
<b>PLANOS</b>	
Plano topográfico.....	51
Doblado de los planos .....	52
Escala numérica.....	53
Escala gráfica.....	53
Límite de percepción visual.....	53
Signos convencionales.....	54
<b>CATASTRO TERRITORIAL</b>	
El Catastro parcelario territorial.....	54
Registración provincial y municipal.....	55
<b>INSTRUMENTOS PARA MEDICION DE ANGULOS</b>	
Goniómetros.....	55
Clasificación de los goniómetros.....	55
Brújulas .....	56
Rumbos de líneas topográficas.....	57
Medición de ángulos con brújulas.....	57
Acimut .....	58
Goniómetros de antejo.....	58
Antejo topográfico.....	58
<b>SISTEMAS OPTICOS</b>	
Lente .....	58
Eje óptico.....	58

Centro óptico.....	59
Foco de la lente.....	59
Sistema dióptrico centrado .....	59
Anteojo astronómico.....	59
 <b>MEDICIONES ESTADIMETRICAS</b>	
Medición óptica de distancias .....	60
Método estadimétrico.....	61
Análisis de la medición estadimétrica.....	61
 <b>TEODOLITOS</b>	
Teodolito .....	62
Descripción del teodolito.....	63
Ejes del teodolito.....	63
Distintas partes del teodolito y las funciones que desempeñan.....	64
Estacionamiento.....	66
Verificación y corrección de la plomada óptica.....	66
Enfoque del retículo e imagen del objeto.....	67
Diferentes sistemas de lectura.....	68
Sistema a Vernier o Nonio.....	68
Escala simple con magnificación.....	69
Verticalización del eje principal del teodolito usando nivel tórico.....	70
Corrección del nivel tórico.....	70
Método para determinar la sensibilidad de un nivel tórico de alidada de un Teodolito.....	71
Verificación y corrección del nivel esférico.....	72
Centrado y verificación.....	73
Corrección del nivel.....	73
Verticalización del eje principal usando nivel esférico.....	73
 <b>ERRORES INSTRUMENTALES DEL TEODOLITO</b>	
Error de colimación.....	74
Error de inclinación.....	75
Error de verticalidad.....	75
 <b>MEDICION DE ANGULOS CON TEODOLITO</b>	
Medición de ángulos horizontales con teodolito.....	75
Método simple.....	76
Método de Bessel.....	76
Replanteo de ángulos horizontales .....	77
Medición excéntrica de ángulos horizontales.....	78
Midiendo dos ángulos auxiliares .....	78
Con 2 paralelas .....	78



Con 1 paralela .....	79
Con estación exterior.....	79
Medición de ángulos verticales con teodolito.....	79
<b>ESTACION TOTAL</b>	
Estación total.....	81
Descripción de los elementos que componen la estación total.....	81
Trípode.....	81
Aparato.....	81
Ejes del aparato.....	82
Tornillos nivelantes o calantes.....	83
Plomada.....	83
Nivel esférico.....	83
Limbos graduados.....	83
Tornillos de movimientos finos.....	83
Anteojo.....	83
Estaciones totales robotizadas.....	84
Equipamiento.....	84
<b>CLINOMETROS</b>	
Clinómetros.....	84
Descripción .....	84
Cálculo de la pendiente.....	85
Reducción de distancias a la horizontal.....	86
Cálculo de alturas.....	86
<b>HIPSOMETROS</b>	
Descripción y uso.....	88
Errores que influyen sobre la medición de alturas.....	89
<b>REPLANTEOS DE CURVAS</b>	
Curvas circulares .....	90
Método de coordenadas.....	92
Método por ángulos de deflexión.....	93
<b>MEDICIONES PLANIMETRICAS</b>	
Levantamientos planimétricos.....	94
Levantamiento por medición de alineaciones.....	94
Levantamiento por coordenadas ortogonales.....	95
Levantamiento por radiación.....	97
Levantamiento por rodeo .....	98
Cálculo de la superficie con planilla de coordenadas.....	98
Cálculo de superficies sobre gráficos.....	103

Calculo por descomposición en figuras geométricas.....	103
Cálculo con planímetro.....	105

### LEVANTAMIENTOS ALTIMETRICOS

Altimetría.....	107
Nivelación.....	108
Nivelación geométrica.....	108
Nivel de anteojo.....	109
Ejes del aparato .....	109
Clasificación general de los niveles de anteojos.....	109
Verificación del aparato y corrección del error de inclinación.....	110
Miras o estadales.....	110
Nivelación simple.....	111
Nivelación compuesta .....	111
Planilla de nivelación.....	113
Nivelación trigonométrica.....	113
Desde una sola estación con teodolito.....	113
Con base auxiliar .....	114
Con dos visuales sobre la mira .....	116
Con estaciones recíprocas .....	116
Nivelación Barométrica.....	117

### CURVAS DE NIVEL

Curvas de nivel .....	117
Marcación de una curva de nivel .....	118
Niveles automáticos de anteojo.....	118
Formulas para la resolución de triángulos rectángulos y oblicuángulos planos y para calcular áreas de figuras y cuerpos geométricos.....	119

## Capítulo 2: CARTOGRAFIA

### PROYECCIONES

Proyecciones cartográficas.....	125
Características de las proyecciones.....	125
Clasificación de las proyecciones.....	125
Sistema de proyección de Gauss Krüger.....	125

### CARTAS TOPOGRÁFICAS

Cuadrículas.....	128
Cartas.....	129
Contenidos de las cartas .....	131
Determinaciones sobre cartas.....	133

Signos cartográficos.....	134
Cálculos sobre cartas que no incluyen la escala de coordenadas geográficas.....	134
Signos cartográficos de uso más frecuente.....	135
Determinación de los valores de coordenadas Gauss Krüger.....	136
Variantes para cartas sin cuadrículas.....	137
Marcación de una línea de igual pendiente.....	138
Cálculo de agrandamiento por proyección.....	139
Corrección de superficies calculadas en base a coordenadas planas de Gauss-Krüger .....	140

### **CALCULO DE SUPERFICIES SOBRE CARTAS**

Calculo gráfico de superficies sobre cartas.....	142
Calculo de superficies con planímetro.....	142
Calculo de superficies por descomposición en figuras geométricas.....	142
Calculo de superficies con cuadrícula milimetrada.....	143

### **MAPAS TEMÁTICOS**

Mapas temáticos.....	144
Mapas forestales.....	144
Mapas edafológico.....	145
Mapas geológico.....	147

## **Capítulo 3: Sistema Posicionador General - GPS Sistema de Navegación Global por Satélites - GLONASS**

### **SISTEMA GPS NAVSTAR**

Sistema de posicionamiento global – G.P.S.....	149
Área espacial .....	149
Área de control.....	151
Área de usuarios.....	152
Señales G.P.S.....	152
Códigos.....	152
Esquema de modulación de onda portadora.....	153
Mensajes de navegación.....	153
Coordenadas para posicionamiento.....	154
Errores que influyen sobre el sistema .....	155

### **SISTEMAS DE REFERENCIA G.P.S.**

Sistemas de referencia.....	157
Datums .....	158

**METODOS DE POSICIONAMIENTO**

El posicionamiento.....	159
Métodos de posicionamiento.....	160
Mediciones autónomas.....	160
Mediciones relativas.....	160
Método diferencial D.G.P.S.....	160
D.G.P.S. en tiempo real .....	162
D.G.P.S. con post procesamiento.....	162
D.G.P.S. con receptores autónomos.....	162
Método relativo geodésico (Estático).....	162
Diferencial simple.....	163
Diferencial doble.....	163
Diferencial triple.....	164
Método dinámico geodésico.....	164

**ALTURAS G.P.S.**

Alturas.....	165
Cota ortométrica.....	165
Ondulación del geoide.....	165

**SISTEMA GLONASS**

GLONASS .....	165
Área espacial.....	166
Área de control.....	167
Área de usuarios.....	168
Señales GLONASS.....	168
Errores .....	168

**SISTEMA DE REFERENCIA GLONASS**

Sistema de referencia.....	168
Principales características de los sistemas G.P.S NAVSTAR y GLONASS.....	169
Determinación de distancias utilizando el receptor navegador G.P.S.....	170
Consideraciones previas.....	170
Arco de paralelo.....	170
Arco de meridiano.....	171
Cálculo de la medida de una línea.....	171
Procedimiento.....	171
Cálculo de las coordenadas de un punto ubicado bajo sombra y sin posibilidades de recepción satelital.....	172
Estudio comparativo de mediciones hechas con G.P.S. navegador y repetidas con G.P.S. diferencial.....	173

Medidas lineales.....	174
Cálculo de la longitud de un arco paralelo.....	175
Medida correspondiente a 1 segundo para distintas latitudes.....	176
Medidas de arco paralelo para distintas latitudes expresadas en metros.....	178
Cálculo de la longitud de un arco de meridiano.....	178
Longitudes de arco de meridiano en metros para distintas latitudes.....	179
Análisis de la determinación de las coordenadas de un punto.....	180

## Capítulo 4: Posiciones Geodésicas Argentinas POSGAR 94

### INTRODUCCIÓN

Sistemas de Referencia.....	183
Coordenadas Geográficas.....	183
Elipsoide.....	184
Geoide.....	185
Geodesia.....	186
Datums.....	186
Datum horizontal.....	187
Datum vertical.....	187
Datum compuesto.....	187
Sistema de Referencia Geodésico Global.....	188
Sistemas de Referencia Geodésicos Locales.....	188
Marco de Referencia.....	188
Antecedentes del Marco de Referencia en nuestro país.....	188

### POSICIONES GEODESICAS ARGENTINAS 94

Red Posgar 94.....	190
Denominación y Ubicación de puntos que constituyen el marco de referencia Geodésico argentino – Tabla de Valores.....	191
Códigos empleados para los distintos tipos de marcas que se indican en la planilla anterior.....	194
Ubicación de los puntos en el Territorio Nacional (Mapa).....	195

### CONVERSIÓN DE COORDENADAS Y ALTURAS

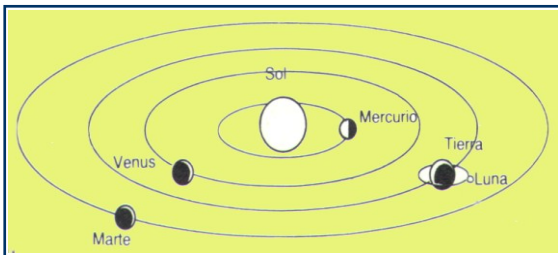
Conversión por medio de las Fórmulas de Molodensky.....	196
Fórmulas de Aplicación.....	197
Cálculo de la Variación de longitud $\Delta \lambda$ .....	197
Cálculo de la Variación de altura $\Delta h$ .....	198
GLOSARIO.....	199
BIBLIOGRAFÍA.....	203

**CAPITULO 1**

**TOPOGRAFIA**

# LA TIERRA

Nuestro planeta es uno de los más pequeños del sistema solar, y es el tercero en proximidad al sol luego de Mercurio y Venus, tiene una superficie de 510 millones de km<sup>2</sup>. Su forma es aproximadamente esférica e irregular en la superficie encontrándose cubierta casi en sus 3/4 partes por agua o sea el 71%, correspondiendo el 29% restante a los continentes.



La superficie que se obtiene prolongando por debajo de los continentes el nivel medio del mar en reposo recibe el nombre de Geoide, la que no tiene una expresión matemática que posibilite su estudio, por esta razón se la reemplaza por un elipsoide de revolución cuyo eje polar es algo más corto que el ecuatorial.-

Algunos estudiosos de este tema han efectuado determinaciones de los semiejes terrestres en base a propias mediciones, considerando a la tierra como un elipsoide de revolución, existen pequeñas discrepancias entre ellos:

INVESTIGADOR	SEMIEJE POLAR	SEMIEJE ECUATORIAL
Bessel (1841)	6.356.079 m.	6.377.397 m.
Clarke (1866)	6.356.765 m.	6.378.206 m.
Hayford (1909)	6.357.020 m.	6.378.388 m.

En la Asamblea General de la Unión Geodésica Internacional realizada en Madrid en el año 1924 se recomendó el uso

del elipsoide de Hayford introduciendo una ligera variante en la medida de su eje polar, ya que se partió del eje ecuatorial y se estableció que el valor del achatamiento de la tierra corresponde a la relación de 1/297, y quedaron definidas las siguientes medidas:

a = semieje mayor  
(Ecuatorial) 6.378.388 m.

b = semieje menor  
(Polar) 6.356.912 m.

que establecen una diferencia de 21.476 m. entre ambos.

$$\text{Achatamiento} = \frac{a - b}{a}$$

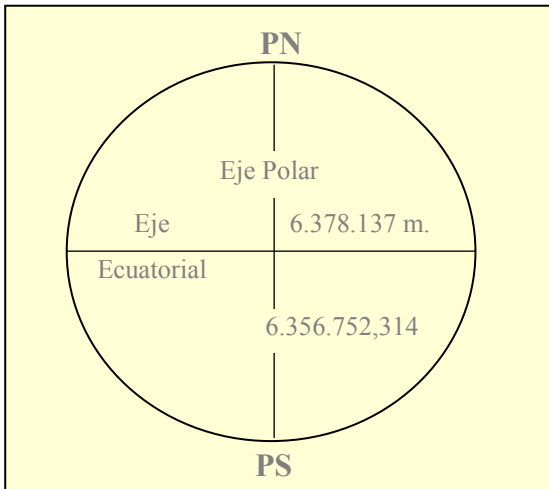
$$= \frac{6.378.388 \text{ m.} - 6.356.912 \text{ m.}}{6.378.388 \text{ m.}} =$$

$$= 0.0033669 \text{ que se corresponde con la relación } 1/297$$

A partir de que se comenzaron a utilizar satélites para efectuar determinaciones de tipo geodésico, se han verificado las medidas asignadas al elipsoide de Hayford y se diseñó un nuevo sistema de referencia que se denominó W.G.S.84 del Inglés World Geodetic Sistem 84 (Sistema geodésico Mundial 84), este elipse que se adoptó en nuestro país a partir del año 1997, tiene un achatamiento de 1/298, 25722 es decir que sus medidas son:

a = Semieje ecuatorial 6.378.137 m.

b = Semieje Polar 6.356.752,314 m.



Definiremos algunos elementos geográficos que dependen de la tierra.

### EJE TERRESTRE:

El diámetro alrededor del cual la tierra efectúa su movimiento de rotación se denomina “eje terrestre” y los puntos de intersección con la superficie reciben el nombre de Polos Geográficos.

### MERIDIANOS:

Por el eje terrestre pasan infinitos planos y cada uno de ellos recibe el nombre de plano meridiano, los que al cortar a la superficie terrestre generan cada uno un círculo máximo llamado círculo meridiano o meridiano terrestre.

### PARALELOS:

Si con un plano perpendicular cortamos al eje terrestre su intersección con la superficie del planeta determina un círculo menor o paralelo, en particular, el que pasa por el centro de la tierra determina el plano ecuatorial y el paralelo que genera su intersección con la superficie terrestre recibe el nombre de Ecuador. Es el mayor paralelo

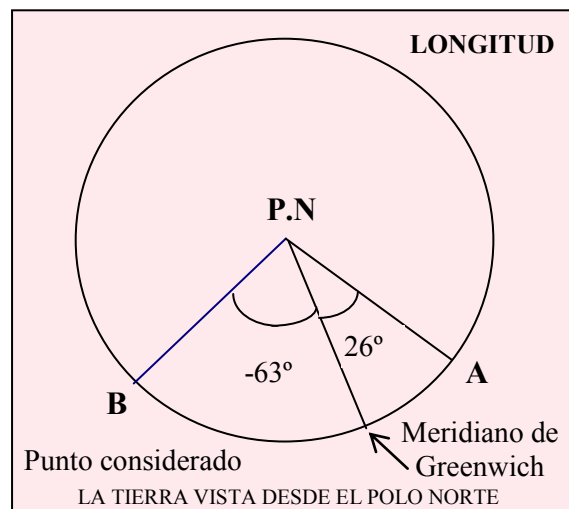
que se puede obtener y divide a la tierra en dos hemisferios, el Boreal que contiene al polo NORTE y el Austral que contiene el polo SUR.

### LONGITUD Y LATITUD:

Para poder ubicar a un lugar sobre la superficie del planeta se diseñó un sistema de relacionamiento llamado coordenadas geográficas.

**Sabemos que por un punto de la tierra pasa un solo meridiano y un solo paralelo, si conocemos las coordenadas de cada uno podremos conocer la ubicación de dicho lugar.**

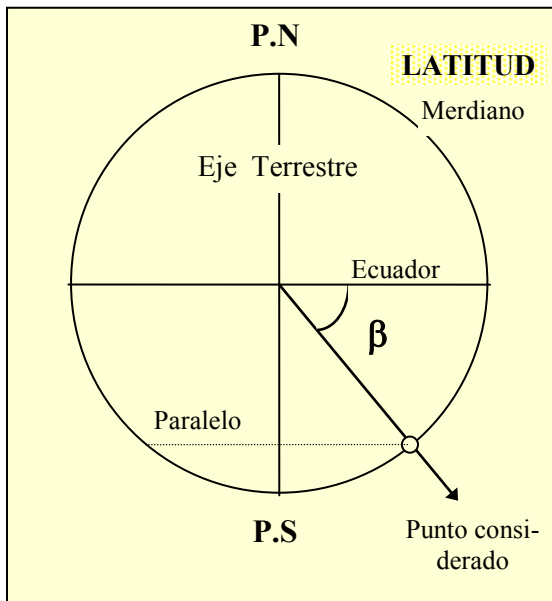
Las longitudes se miden a partir de un meridiano fijo que se eligió convencionalmente y que pasa por el observatorio de Greenwich en Gran Bretaña, de tal modo la longitud de un punto sobre el planeta es el ángulo diedro que forma el meridiano de ese punto con el meridiano de Greenwich, ángulo que tiene su vértice en el eje terrestre, debiéndose mencionar si el sentido de giro es hacia el este o el oeste de Greenwich, daremos ejemplos de dos puntos cualquiera.





Longitud de A=26° al este de Greenwich.  
Longitud de B=-63° al oeste de Greenwich.

Las latitudes se miden sobre los paralelos siendo el de 0° el del Ecuador, y los máximos a los polos que corresponden a 90°, si es hacia el sur será Austral y hacia el norte Boreal, están manifestadas por el ángulo que forma el plano del Ecuador, con la línea que une el punto sobre la superficie y el centro de la tierra.



## VERTICALES

Se llama vertical de un punto a la trayectoria del hilo de una plomada suspendida sobre el mismo, siendo su trayectoria relativamente corta y próxima a la superficie terrestre se la puede suponer normal a la superficie del geoide. Esta vertical es la resultante de dos fuerzas que actúan sobre la plomada, la atracción de la gravedad y la fuerza centrífuga de la rotación terrestre.

Toda superficie normal a la vertical, resulta paralela al geoide y recibe el nombre de superficie de nivel, a lo largo de esta

superficie se desplazan los niveles de burbuja utilizados en topografía.

Todo plano que contenga a una vertical se llama plano vertical y otro normal a la vertical es un plano horizontal.

Por cada punto de la superficie pasa una sola vertical, un solo meridiano y un solo paralelo, por lo tanto un punto quedara determinado si se dan las coordenadas de su vertical.

La intersección de un plano meridiano con una superficie horizontal se llama meridiana, si tenemos la meridiana de un punto materializada sobre un plano horizontal y trazamos una perpendicular a ella tendremos definidas 4 direcciones de importancia geográfica; parándonos sobre el punto de intersección y mirando hacia el polo norte tendremos a nuestro frente la dirección norte a nuestra espalda la sur, a la derecha el este y a la izquierda el oeste. La prolongación hacia el infinito de estas direcciones recibe el nombre puntos cardinales homólogos a los ya citados. Trazando las bisectrices a estas 4 direcciones tendremos las orientaciones que partiendo del norte hacia el este se llama Noreste, Sureste, Noroeste, Suroeste.

## TOPOGRAFIA

Etimológicamente la palabra Topografía significa descripción de la tierra ya que viene de "Topos" que es lugar, zona región o terrestre y de "Graphos" descripción de algo.

Recibe el nombre de Topografía la ciencia que tiene por objeto el estudio de los instrumentos y métodos de trabajo necesarios para obtener la información que permita examinar analíticamente y representar por medios gráficos una parte limitada de la superficie terrestre. Cuando este estudio



= 19.998,82 m.

La diferencia entre el arco de 20000 m. de longitud y la cuerda que une ambos extremos es de 1,18 m.

La longitud del arco medido sobre la superficie terrestre de 20.000 m. es solamente 1.18m mas largo que la cuerda que une ambos extremos y la diferencia angular total entre los 2 ángulos el esférico y el plano es de solo algunos segundos de arco.

Este análisis ayuda a comprender que únicamente debe tenerse en cuenta la verdadera forma de la tierra cuando se trata de grandes extensiones y su tratamiento se refiera a una ejecución de elevada precisión.

También vemos que los ángulos medidos sobre la superficie terrestre son ángulos esféricos es decir ángulos definidos por arcos de círculo máximo.

Para los trabajos Topográficos se admite una tolerancia de error en las mediciones lineales de 1 en 10.000 por lo que se medirá y describirá una zona de extensión tal que la forma redondeada de la tierra influya por debajo de esa tolerancia y se trabaja como si fuese un plano horizontal a los efectos planimétricos ya que el error por redondez de la tierra que se cometa estará por debajo de la tolerancia.

## GEODESIA

La Geodesia es la ciencia matemática que estudia la posición reciproca de puntos ubicados sobre la superficie de la tierra, teniendo en cuenta la verdadera forma de la misma. Estos trabajos son de gran precisión y se refieren generalmente a grandes extensiones terrestres.

Los puntos determinados geodésicamente constituyen puntos de apoyo a los que pueden referirse otros levantamientos

menores sin tener que cometer error por distancia o dirección derivado de la diferencia entre la superficie de referencia y la verdadera forma de la tierra.

## MAGNITUDES DE INTERES TOPOGRAFICO

En topografía interesa fundamentalmente la determinación de tres tipos de magnitudes:

Las lineales, angulares y superficiales.

## MAGNITUDES LINEALES

En la República Argentina se usa el sistema métrico decimal cuya unidad fundamental es el metro. Este tuvo su origen en Francia, el 26 de marzo de 1721 la asamblea general aprobó que la nueva unidad de medida fuera la diez millonésima parte de un cuarto de meridiano terrestre.

Para su determinación se tomaron los arcos de meridiano medidos entre Dunkerque y Barcelona entre los años 1792 y 1799 por Delambre al norte y por Mechain al sur, y el arco del Perú medido por De La Comdamine y Bouguer entre los años 1736 y 1743. Se construyo entonces un prototipo de platino iridiado cuyo perfil es semejante al de una X y se llamo "metro Internacional" se conserva en la oficina internacional de pesas y medidas de Bretevil en Sevres. En octubre de 1960 la comisión internacional de pesas y medidas, en virtud de la deformación interna que sufren los metales con el tiempo lo definió en forma más exacta y perdurable estableciendo que:

$$1 \text{ metro} = 1.650.763,73 \lambda k$$

En la que  $\lambda k$  es la longitud de onda en el vacío de la radiación correspondiente a la transición entre los niveles  $2p_{10}$  y  $5d_5$

del átomo del gas criptón 86. Esta unidad es la que se utiliza en nuestro país y origina los múltiplos y submúltiplos correspondientes.

$$1\text{m} = 100\text{cm} \text{ (centímetros)}$$

$$1\text{cm} = 10\text{mm} \text{ (milímetros)}$$

El metro equivale a 39,37 pulgadas = 3,2808 pies = 1,0936 yardas.

## MAGNITUDES DE SUPERFICIES

Como resultante de la aplicación métrica de las medidas lineales surge la unidad de medida superficial que es el metro cuadrado.

$$1\text{m}^2 = \text{centiárea} = \text{cas} = 10.000 \text{ cm}^2.$$

$$100 \text{ m}^2 = \text{área} = \text{as} = 1.000.000 \text{ cm}^2.$$

$$10.000 \text{ m}^2 = \text{hectárea} = \text{has} = 100 \text{ as}$$

$$1.000.000 \text{ m}^2 = 1 \text{ km}^2 = 100 \text{ has}$$

## MAGNITUDES ANGULARES

Las medidas angulares pueden ser expresadas en forma sexagesimal, centesimal y natural.

La sexagesimal es la más utilizada en nuestro país cuya unidad de medida es el grado y que corresponde al arco determinado por la 360 avas partes del círculo completo. Cada grado está dividido en 60 partes iguales o segundos sexagesimales, cada minuto está dividido en 60 segundos las partes de segundos, se indican en décimas o centésimas del mismo.

Esta magnitud es muy antigua, Los Persas, Los Caldeos, Los indios, egipcios y

casi todos los pueblos de la antigüedad conocían la división de la circunferencia en grados sexagesimales, tal vez haya tenido origen en el hecho de que una cuerda de longitud igual al radio divide a la circunferencia en seis partes iguales.

La centesimal es muy utilizada en los países Europeos. Divide al giro completo en 400 partes o grados centesimales, estos a su vez en 100 partes o minutos centesimales y estos en 100 partes llamadas segundos centesimales.

El sistema natural utiliza como unidad el radian que se define como el ángulo central al que corresponde un arco de circunferencia cuya longitud es igual al radio de la misma. Las partes de radian se expresan en forma decimal.

## REPRESENTACION GRAFICA DEL TERRENO

Para representar la superficie terrestre en forma topográfica se utiliza el método de proyección acotada de Geometría Descriptiva, que fundamentalmente consiste en representar los puntos de la superficie por medio de su proyección ortogonal sobre un plano horizontal indicándose en cada caso la cota, es decir la distancia *a* que se encuentra cada punto o línea del plano de proyección, el que a estos efectos recibe también el nombre de plano de comparación.

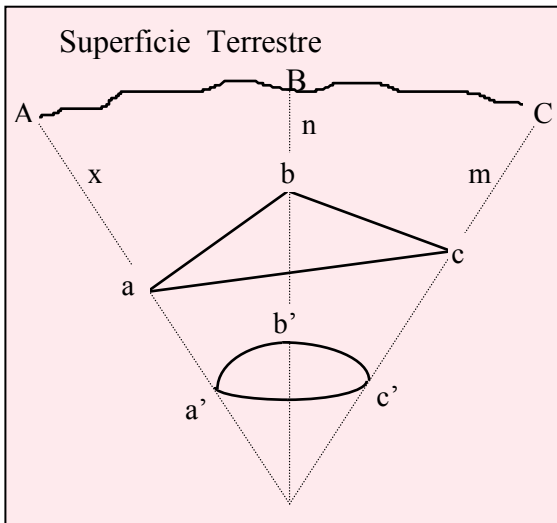
Para poder efectuar esta representación las operaciones que se realizan en el terreno se dividen en dos grupos, la planimetría y la altimetría.

## PLANIMETRIA

Es la que permite la determinación de la posición relativa de las proyecciones de

los puntos del terreno sobre un plano horizontal.

Sean los puntos A, B y C que están ubicados sobre la superficie topográfica para este caso especial se encuentran sobre elevados respecto de la superficie media terrestre, las verticales de los mismos encuentran a esta superficie en a, b y c y decimos que estos puntos son sus proyecciones sobre la esfera terrestre m, n y x las longitudes de los segmentos Cc, Bb, Aa, serán las cotas de dichos puntos sobre dicha superficie.



Los arcos de círculo máximo que pasan por a, b y c determinan sobre la superficie terrestre el triángulo esférico a'b'c' que es la proyección sobre la misma superficie esférica, del triángulo rectilíneo A B C.

## ANÁLISIS DE LOS ERRORES PLANIMÉTRICOS

### ERROR ABSOLUTO

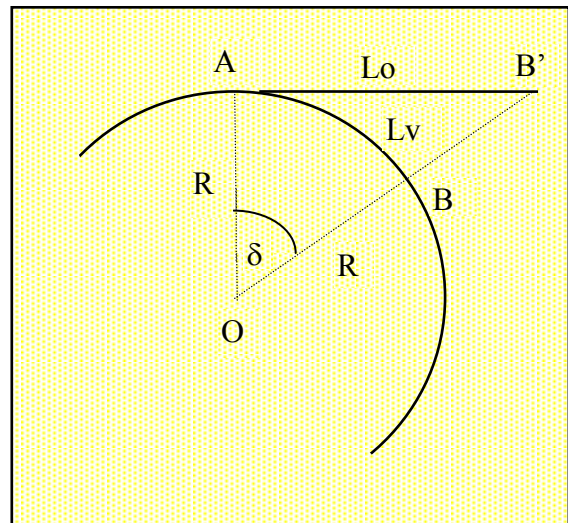
Es el error que se comete al efectuar una determinación de distancia, cuando

efectuamos una medición lo hacemos siguiendo una trayectoria horizontal. Veremos que error producimos entre esta medición y la que tendríamos siguiendo correctamente la esfericidad terrestre.

Definiremos como  $L_v$  = Longitud Verdadera;  $L_o$  = Longitud observada;  $R$  = Radio terrestre 6370 Km.

El error absoluto será:  $L_o - L_v$  (1) y su corrección  $C = - E$  (error)

Considerando un arco de círculo máximo AB que genera un ángulo central  $\delta$  muy pequeño y teniendo  $R$  radio terrestre, en el triángulo AOB'.



$$\text{tg } \delta = \frac{L_o}{R}$$

$$L_o = R \text{ tg. } \delta$$

$$L_v = R \cdot \delta \quad (2)$$

De (1) tenemos  $E = L_o - L_v = R \cdot \text{tg.} \delta - R \cdot \delta$

Sacando factor común  $R$ ;  $E = R (\text{tg. } \delta - \delta)$

Desarrollando en serie  $\text{tg } \delta$  y tomando los 2 primeros términos.

$$Tg \delta = \delta + \frac{\delta^3}{3} + \dots$$

$$E = R. \left( \delta + \frac{\delta^3}{3} - \delta \right) = \text{resolviendo y sim-}$$

$$\text{plificando } R\delta + \frac{R\delta^3}{3} - R\delta = \frac{R\delta^3}{3}$$

$$\text{De (2) tenemos } \delta = \frac{Lv}{R}$$

$$E = \frac{R.Lv^3}{3.R^3} = \frac{Lv^3}{3.R^2} \quad Lv - Lo = E = \frac{Lv^3}{3.R^2}$$

## ERROR RELATIVO

Es el error que se comete por unidad de medida. Si entre 2 puntos ab, ubicados uno del otro a 100 m cometemos un error de 1 cm tendremos.

$$E_{ab} = 1 \text{ cm} \quad E_r = \frac{E_{ab}}{Lv} = \frac{1 \text{ cm}}{100 \text{ m}} =$$

$$\frac{1 \text{ cm}}{10.000 \text{ cm}} ; \text{ por la deducción anterior}$$

$$E_r = \frac{E_{ab}}{Lv}$$

$$= \frac{Lv^3 \cdot 1 \text{ cm}}{3R^2 \cdot Lv} ; \text{ simplificando queda } E_r = \frac{Lv^2}{3R^2}$$

Si quisiéramos saber hasta que longitud puedo trabajar en Topografía con un error relativo igual o menor que  $\frac{1}{10.000}$  despejamos  $Lv$  y quedará:

$$Lv^2 = E_r \cdot 3R^2 ; \quad E_r = \frac{1}{10.000} ; \text{ reemplazando}$$

$$Lv = \frac{\sqrt{3} \times 6.370 \text{ km}}{\sqrt{10.000}} = \frac{\sqrt{3} \times 6.370 \text{ km}}{100} =$$

$$= 1,7321 \times 63,70 \text{ km} = 110,33 \text{ km. Por lo que una longitud de hasta 110 km tendríamos un error relativo que:}$$

$$\leq \frac{1}{10.000}.$$

Para dar un mayor margen de exactitud se toma como longitud óptima 50 km, dentro de este límite pueden considerarse paralelas las verticales que pasan por 2 puntos cualquiera del terreno y el plano de proyección de los mismos puede trasladarse paralelo a sí mismo sin que por ello se altere la proyección horizontal de un polígono del terreno.

Todas las operaciones y mediciones que se realizan sobre el terreno con el fin de poder confeccionar un plano del mismo de acuerdo a lo descrito reciben el nombre de levantamiento planimétrico.

## ESCALA

Las magnitudes lineales en los planos, cartas y mapas son proporcionales a las del terreno, la relación entre ambas medidas recibe el nombre de escala.

$$\text{Escala} = \frac{\text{medida del plano}}{\text{medida del terreno}} = \frac{P}{T}$$

$$\text{Ejemplo: } E = \frac{1}{20}$$

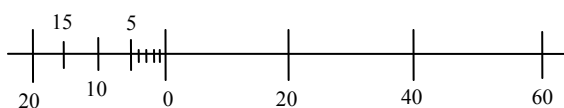
Quiere decir que 1 unidad sobre el plano representa a 20 unidades del terreno y se la escribe así 1: 20. La escala es adi-

mensional, la unidad tomada puede ser milímetros, decímetros, metros, etc. Estas escalas pueden ser numéricas como la descrita o gráficas, estas se dibujan sobre el mismo papel del dibujo y es una recta dividida en distancias del plano que se corresponden con ciertas unidades de longitud del terreno.

En las escalas gráficas debe aparecer la unidad de medida empleada.

Ejemplo:

Escala en metros



Para que resulte fácil medir longitudes menores se prolonga la escala hacia la izquierda del 0 con subdivisiones más pequeñas. Para su uso se toma la medida que interesa determinar sobre el plano con una regla o compás de punta seca y se la aplica sobre la barra de la escala comenzando de un número entero hacia el cero, las fracciones se leen a la izquierda.

## PUNTO TOPOGRAFICO

Es un punto físico que se materializa en el terreno de alguna forma como referencia topográfica, ellos pueden ser permanentes o transitorios, los primeros pueden ser: una estaca de madera, un mojón, una cruz labrada en una piedra, un caño de hierro, una arista de casa, etc. los transitorios pueden ser fichas, jalones, etc. que son retirados una vez que cumplen su función.

## SUPERFICIE TOPOGRAFICA

Entiéndase por superficie topográfica la superficie física del terreno, que separa a la tierra del aire y a la tierra del agua. La que es estudiada topográficamente por medio de relevamientos planialtimétricos. A los efectos de los trabajos planimétricos se considera a la tierra como un plano dentro de un círculo de radio igual a 50 km. porque los errores que se cometen por esfericidad terrestre son menores de 1: 10.000.

## TRAZADO Y DEMARCACIÓN DE LINEAS EN EL TERRENO

La demarcación de líneas en terrenos es uno de los trabajos más típicos y comunes de la topografía. Fundamentalmente consiste en la materialización física sobre la superficie topográfica de la línea correspondiente, lo que generalmente se realiza por medio de fichas, jalones, estacas, etc.

Existen dos tipos de alineaciones: la alineación recta y la alineación curva.

### ALINEACION RECTA

Se entiende como tal a toda línea recta materializada sobre el terreno la que está determinada por 2 puntos como mínimo y que sería la intersección de un plano vertical, que contiene a los puntos, con la superficie topográfica.

Una alineación quebrada es aquella sucesión de alineaciones rectas unidas por sus extremos formando ángulos distintos de 180 °.

### ALINEACION CURVA

Es la marcación sobre el terreno de puntos que unidos formarían una línea curva. Esta curva no es siempre circular pu-

diendo adoptar cualquier forma la que en cada caso requerirá un método adecuado para su replanteo.

## ELEMENTOS QUE SE UTILIZAN PARA LA MARCACIÓN DE LÍNEAS.

**ESTACAS:** Son elementos para la marcación de puntos topográficos en forma semipermanentes o de duración limitada. Pueden estar constituidas de madera dura de sección cuadrada o rectangular de 4 o 5 cm de lado y de 30 a 50 cm de largo. Teniendo un extremo en punta para permitir su clavado sobre el terreno.

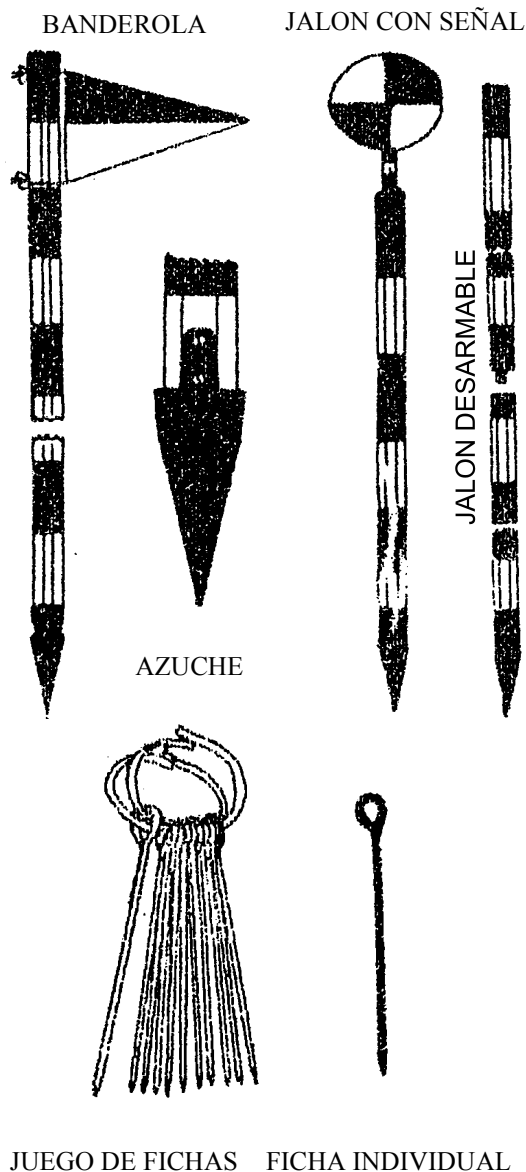
Estos elementos se colocan en los lugares determinados hincándolos en el suelo unos 20 a 30 cm, golpeándolo en su extremo con un martillo u otro objeto pesado.

**JALONES:** Son elementos auxiliares que sirven para la marcación de puntos topográficos transitorios, son varas de 1.5 m a 3 m de longitud y de 3 a 4 cm de diámetro, su sección puede ser triangular, hexagonal, octogonal o redonda, se adoptan estas formas para evitar la reflexión de la luz sobre ellos.

Están contruidos de madera metal o plástico y son pintados en franjas horizontales blancas y rojas de 10 a 20 cm de ancho cada una y en forma alternada. Lleva un azuche o punta, generalmente de hierro, que permite su colocación o hincado en el suelo, lo suficiente para que el jalón quede fijado en forma vertical.

**FICHAS:** La ficha es una varilla metálica de 5 a 6 mm de diámetro y de 30 a 40 cm de longitud, en uno de los extremos

lleva punta y en el otro un anillo cerrado. El juego de fichas esta compuesto por 11 varillas y 2 aros metálicos para su transporte.



## MATERIALIZACION DE PUNTOS TOPOGRAFICOS



## PERMANENTES

**MOJONES:** Los puntos topográficos permanentes o sean los que deben estar en el lugar por tiempo indefinido, reciben la denominación de Mojones, estos son elementos físicos que se colocan sobre el terreno y determinan las líneas poligonales que definen las parcelas. Según la ubicación de estos pueden ser urbanos o rurales.

Los mojones rurales, por su tamaño, no es necesitan tener punta pues al colocarlos se debe excavar un pozo suficiente de modo tal que sobresalga una cuarta parte de su longitud sobre el terreno. Los materiales utilizados pueden ser: madera dura, hormigón armado, hierro galvanizado, hierro perfilado, piedra labrada, etc.

En la provincia de Misiones se encuentran reglamentados los tipos y dimensiones que deben tener.

Los urbanos, en tanto se coloquen sobre muros o cercos de buena mampostería se marcarán con pernos o roblones de bronce de las siguientes dimensiones:

Longitud total 60mm y diámetro 10mm, el diámetro de la cabeza será de 20mm, se empotraran horizontalmente a una altura de 0,20m sobre el nivel de vereda, y en muros interiores a 0,20m sobre el piso. Cuando no existan muros o en casos de nuevos amanzanamientos, los vértices serán marcados con caño de hierro galvanizado de diámetro no menor a 2cm, o hierro perfilado de 3 cm<sup>2</sup> de sección, en ambos casos de una longitud de 0.50m, debiendo quedar apenas sobresaliendo del terreno.

En la demarcación rural serán de hierro, piedra u hormigón armado y eventualmente de madera y de un solo trozo y se colocarán de modo que sobresalgan del terreno unos 30 o 40 centímetros.

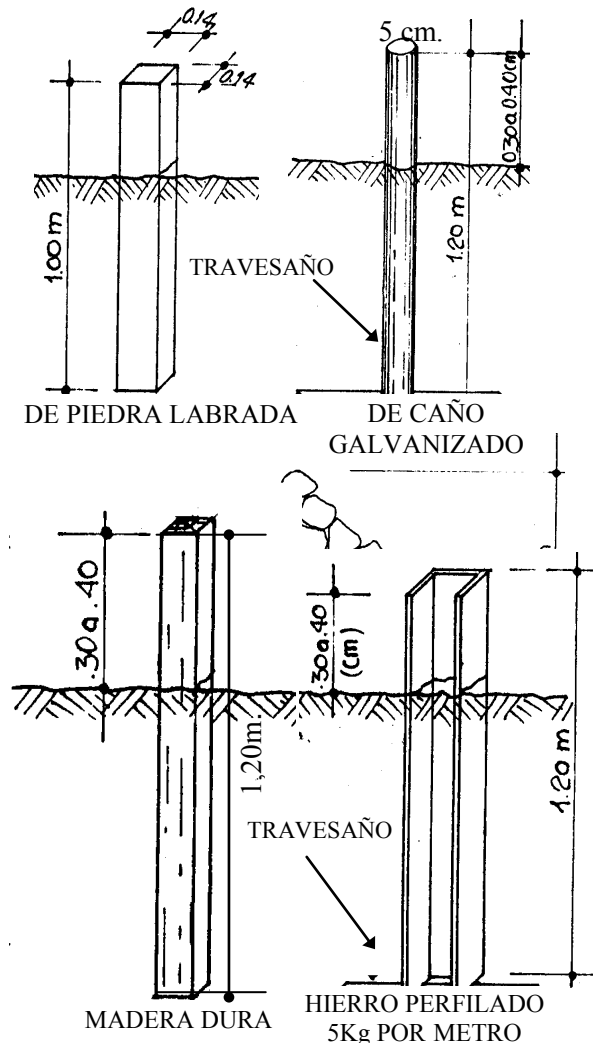
Los materiales y dimensiones mínimas de los mojones serán los siguientes:

piedra natural dura largo 1m y 200 cm<sup>2</sup> de sección; de hormigón armado largo y sección no menores de 1m y 100 cm<sup>2</sup>; hierro tubular galvanizado largo y diámetro no menor de 1,20 y 5 cm con travesaño en su parte inferior, hierro perfilado de 5 kg de peso por metro y 1,20m de longitud con travesaño. Los travesaños se colocan para que no sean fáciles de extraer.

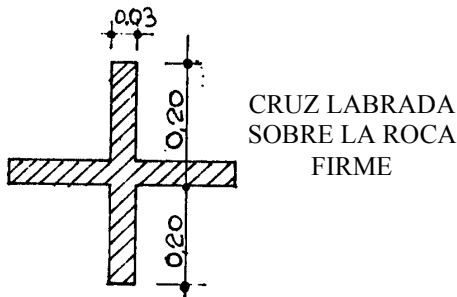
Los mojones de madera se utilizan en caso de excepción y tendrán un largo y sección de 1,20m y 100cm<sup>2</sup>.

En lugar rocoso se labra una cruz utilizando martillo y corta hierro, será de 3cm de espesor y 1 cm de profundidad y formando una figura de 0,40m x 0,40m, sobre esta se apilan piedras como señal de forma cónica de 1m de altura.

## MOJONES RURALES



### MONTICULO DE PIEDRA SOBRE LA CRUZ EN ROCA PARA SEÑALIZARLA



### ALINEACION DE JALONES A SIMPLE VISTA

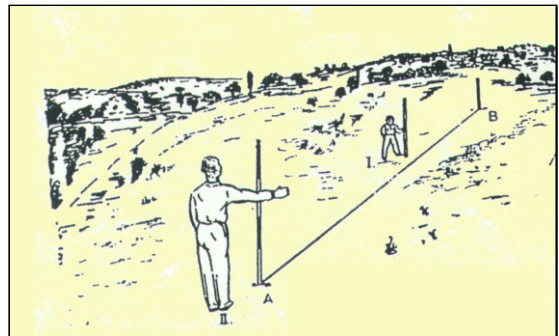
Veremos ahora como proceder para efectuar sobre el terreno una alineación con jalones, sin usar instrumentos o sea a simple vista, entre 2 puntos A y B intervisibles entre sí.

Los pasos a seguir son los siguientes:

1. Se coloca un jalón en cada extremo de la alineación A y B.
2. El operador se coloca detrás del jalón extremo A (es el que dirige la operación).
3. El ayudante con un jalón se traslada hasta las cercanías del extremo opuesto al que se encuentra el operador, allí tentativamente se ubica en la línea teniendo el jalón en posición vertical, colocándose al costado de la misma para no entorpecer la visual.
4. El operador se retira unos 2 o 3 metros del jalón A y hace indicaciones con los brazos para que el ayudante

ubique el jalón sobre la línea, observando siempre lo mas bajo posible para evitar desplazamientos laterales por inclinación de los jalones.

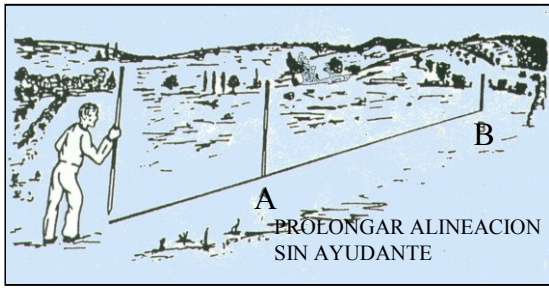
5. Una vez colocado el jalón en la línea, el ayudante lo clava en el suelo y se traslada hasta otro punto acercándose hacia el operador.
6. Allí se repite la operación y así sucesivamente hasta colocar todos los necesarios en la línea. Los jalones intercalados se empiezan a colocar desde el extremo opuesto al operador para evitar la influencia del “cono de sombra” que arroja un jalón colocado con respecto a otro a colocar.



### PROLONGACION DE LA LINEA A SIMPLE VISTA

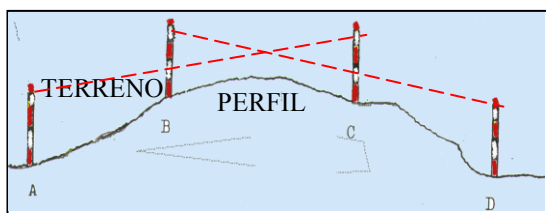
Teniendo una línea demarcada en sus extremos por jalones si se la quiere prolongar, se alineará y colocará uno exterior a ellos y luego se intercalarán los que sean necesarios.

Lo expuesto se refiere al trazado de alineaciones rectas trabajando a simple vista pero es de hacer notar que estas alineaciones pueden ser ejecutadas con instrumentos topográficos que resultan más precisos para este trabajo.



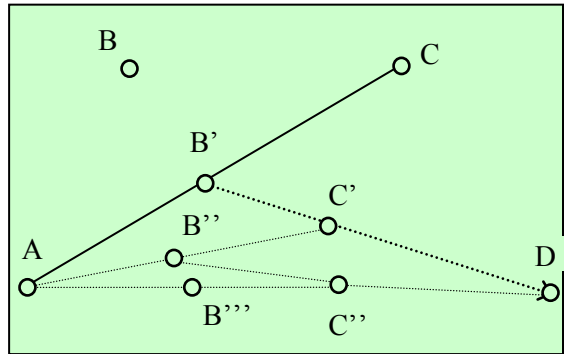
Cuando se trabaja en un terreno llano y limpio no se tienen mayores inconvenientes pero con mucha frecuencia no sucede así y se debe trabajar en terrenos accidentados, con vegetación o construcciones que dificultan la tarea, se presentan entonces problemas que deben ser resueltos por el operador por lo que veremos algunas formas de obtener solución a tales casos, teniendo en cuenta que se podrá contar para ello con aparatos topográficos.

**CASO A:** En una línea recta determinada por dos jalones A y D ubicados a ambos lado de una colina, no visibles entre si, se desea efectuar la intercalación de jalones para constituir la alineación.



Será necesaria la ayuda de un colaborador. Una vez colocados los jalones A y D se ubican otros dos jalones auxiliares B y C sobre la colina de modo que desde B se pueda ver D y desde C se observe A. Ubicado atrás de C el operador alineara B respecto a A, luego el colaborador en B' hará señas para que el operador alinie el C' respecto de D, se reitera este proceso hasta

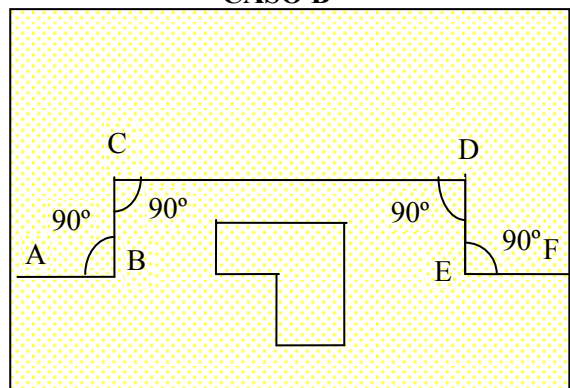
que ambos jalones quedan alineados respecto de AD, en la figura se observan los movimientos realizados.



- B y C posición inicial
- B' primer movimiento alineando AB'C
- C' segundo movimiento alineando B'C'D
- B'' tercer movimiento alineando C'B''A
- C'' cuarto movimiento alineando B''C''D
- B''' quinto movimiento alineando C''B'''A

Se realizan tantos movimientos como sean necesarios hasta que se establezca la alineación ABCD.

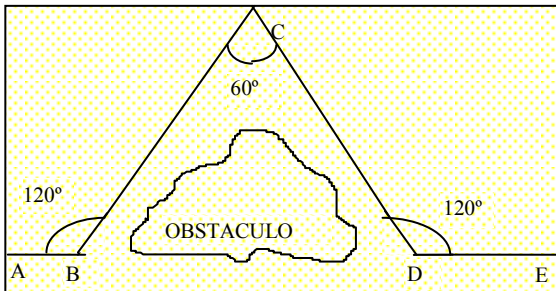
**CASO B**



Una alineación es interrumpida por un obstáculo que no se puede retirar una casa, árboles frutales, plantación importante etc.

La alineación viene desde A Hasta B desde allí se levanta una perpendicular a la línea AB marcando el punto C a una distancia suficiente para pasar detrás del obstáculo, desde C se replantea otro ángulo de 90° hasta una distancia CD también suficiente para salvar el obstáculo, desde D se replantea una línea a 90° marcando la distancia DE = CB y desde E replanteando 90° nuevamente se obtendrá el punto F siendo EF la continuación de la alineación: la distancia BE será la misma que CD.

CASO C: Para un caso similar al anterior de tener que eludir un obstáculo que no se puede retirar se puede proceder de la siguiente manera.

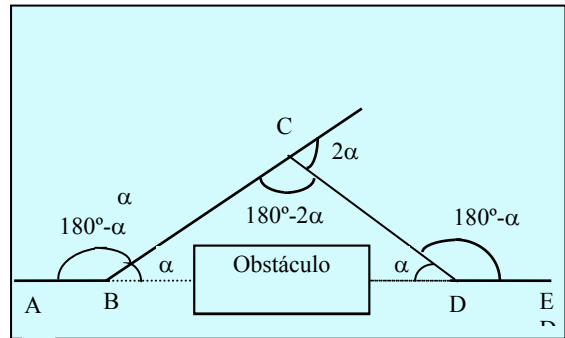


La alineación se ve interrumpida en B, se medirá allí un ángulo de 120° determinando el punto C a una distancia conveniente para superar el obstáculo, allí se medirá un ángulo de 60° desde B determinando el punto D a la misma distancia BC luego en D replanteando un ángulo de 120° se determina E; DE es la continuación de la alineación. Los vértices BCD determinan un triángulo equilátero por lo tanto la distancia BD es igual BC = CD.

CASO D: Otro método para aludir un obstáculo que no se puede retirar consiste

en utilizar teodolito y cinta y proceder de la siguiente manera:

Se tiene la línea AB la que es inte-



rrumpida por un obstáculo. En B se toma un ángulo  $\alpha$  de cualquier magnitud que permita pasar junto al obstáculo avanzando hasta el punto C elegido arbitrariamente por el operador, desde allí se tiende la línea CD replanteando el ángulo  $180^\circ - 2\alpha$  marcamos el punto D teniendo cuidado de hacer  $BC = CD$ . Desde este punto replanteando el ángulo  $180^\circ - \alpha$  se determina la línea DE que es la continuación de la AB.

La distancia desde B hasta D se calcula aplicando el teorema del seno.

$$\frac{\text{sen } \alpha}{BC} = \frac{\text{sen } \alpha}{CD} = \frac{\text{sen}(180^\circ - 2\alpha)}{BD}$$

utilizando los 2 últimos tenemos:

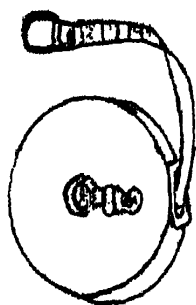
$$\frac{\text{sen } \alpha}{CD} = \frac{\text{sen}(180^\circ - 2\alpha)}{BD} \therefore BD = \frac{\text{sen}(180^\circ - 2\alpha) \cdot CD}{\text{sen } \alpha}$$

## CINTAS METRICAS

Son elementos utilizados para la medición de longitudes, las más usuales son de acero templado, existiendo también de tela, y de polietileno. Tienen una longitud que varía de 1 a 100m con un ancho también

variable de 10 a 20 mm y de 0,3 a 0,8 mm de espesor, se encuentran divididas en metros, decímetros, centímetros y milímetros esto depende de su longitud y fines a que se destinen. En nuestro país las de hasta 50 m están divididas en milímetros y la de más longitud están marcadas con chapitas circulares de bronce cada 20cm, llevando otra chapita circular más grande cada metro y cada 2 metros lleva la chapita grabada indicando el número correspondiente. Las cintas por lo general van enrolladas en un carretel dentro de una caja para su traslado. Las de hasta 30 m no se pueden extraer totalmente de la caja, llevan un pequeño anillo en su extremo libre el cuál es origen de la medición, las de mayor longitud se extraen totalmente de la caja y llevan dos agarraderas en los extremos llamadas asas y generalmente la longitud de la cinta es desde la parte exterior de una asa hasta la parte exterior de la otra.

## MEDICIÓN DE LINEAS CON CINTA METRICA

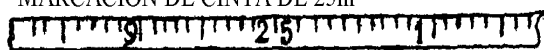


CINTA METALICA  
DE 30M EN SU CAJA

DETALLE DE MARCACION EN CINTA DE 50m



MARCACION DE CINTA DE 25m



Para realizar una medición se necesita un juego de fichas de acero y una cinta métrica. Para este trabajo se requieren por lo menos dos personas, durante la ejecución de la tarea a estas personas se las designa con el nombre de delantero y zaguero respectivamente, a veces se utiliza una tercera persona que cumple las funciones de anotador, el zaguero es el que dirige la operación.

Suponiendo marcado ya el punto de arranque y jalonada la línea a medir, se ejecuta la operación de la siguiente forma.

1. El zaguero señala con la primera ficha el punto de arranque clavándola en el suelo, quedándose con un aro vacío y engancha el asa de la cinta en la ficha.
2. Con las 10 fichas restantes colocadas en el otro aro que conforma el juego de fichas el delantero marchará en dirección de la línea.
3. El zaguero hace señales para que el delantero quede bien alineado y con la cinta estirada, en ese momento el delantero colocará una ficha en el extremo exterior del asa clavándola en el terreno, el delantero hace señas al zaguero para proseguir la operación.
4. El zaguero entonces sacará la ficha de arranque y la colocará en el aro, ambos operadores se trasladan en dirección de la alineación el delantero va arrastrando la cinta hasta que el zaguero llegue a la segunda ficha, donde coloca nuevamente el asa.
5. Se repite la operación del punto 3.
6. Se repite el punto 4.

Se procede así sucesivamente hasta que se les agotan las fichas al delantero, el que detiene su avance, en ese momento el zaguero se adelanta y entrega al delantero el aro con las 10 fichas y este le entrega el aro vacío, esta operación se conoce con el nombre de **cambio de fichas**. Previo a la continuación de la medición se anota esta operación y luego se sigue midiendo, repitiendo lo ya descrito tantas veces sea necesario hasta el final. Si debiera suspenderse una medición, se indicará el final provisorio con un jalón o una estaca, estos al reiniciar las operaciones servirán de origen.

Cuando se desea medir una longitud que solo sea una parte del largo de la cinta, el operador para efectuar la lectura se coloca frente a la cinta tendida de modo tal que su brazo izquierdo quede hacia el origen de la medición, allí ejecutará la lectura de los números que se observen en posición derecha, para evitar errores, ya que la marca con origen en el otro extremo se verá al revés.

## ERRORES QUE SE COMETEN EN LAS MEDICIONES CON CINTAS

Al determinar medidas con cintas métricas se pueden cometer errores emergentes de los defectos operacionales o propios del elemento, que afectan de diversa manera al resultado, ellos son producidos en los siguientes casos.

- Error producido por desvío respecto de la alineación.
- Error producido por influencia de la temperatura.
- Error producido por influencia de la fuerza tirante.
- Error producido por cinta suspendida.

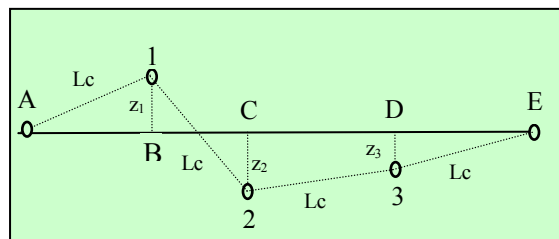
- Error producido por espesor de ficha y agarradera.  
Analicemos cada uno de los casos.

### a) Error producido por desvío respecto de la alineación

Toda medición correcta debe desarrollarse estrictamente a lo largo de la trayectoria de la alineación, todo desvío produce errores que se van acumulando afectando el valor final. Supongamos que tenemos dos puntos A y E materializados en el terreno y se quiere obtener la magnitud de la longitud que separa a ambos.

La medida correcta será la que va desde A hasta E en forma recta, suponemos que usamos una cinta de 100 m la que iremos colocando en forma consecutiva, pero suponemos que cada cintada es colocada desviada respecto de la anterior así la primera tendrá una desviación  $Z_1$ , en la segunda un desvío  $Z_2$  y la tercera  $Z_3$ .

Es evidente que el valor AB es función de la longitud de la cinta  $L_c$  y la desviación  $Z$  y así sucesivamente.



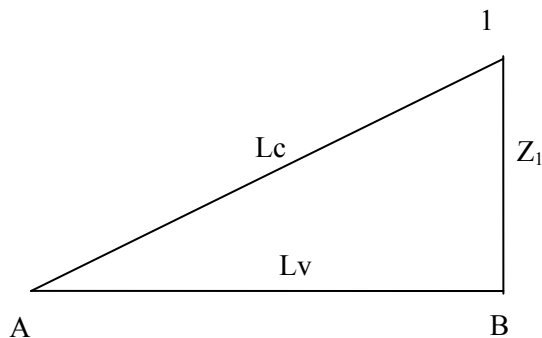
$$AB = f(L_c ; Z_1) \quad ; \quad BC = f(L_c ; Z_1 ; Z_2)$$

$$CD = f(L_c ; Z_3 ; Z_2) \quad ; \quad DE = f(L_c ; Z_3)$$

Si consideramos el Triángulo A-1-B podemos analizar el error cometido.

$$\text{Error} = \text{Observado} - \text{Verdadero}$$

$$E = L_c - L_v$$



Por el teorema de Pitágoras tenemos:

$Lc^2 = Z_1^2 + Lv^2 \therefore Z_1^2 = Lc^2 - Lv^2$ . Siendo una diferencia de cuadrados tenemos:

$$Z_1^2 = (Lc - Lv) \cdot (Lc + Lv)$$

siendo  $Lc - Lv = \text{Error}$ ; reemplazamos,

$$Z_1^2 = E \cdot (Lc + Lv)$$

Si hacemos  $Lc + Lv \cong 2 Lc$  por ser diferencia pequeña tenemos:

$$Z_1^2 = E \cdot 2Lc \therefore E = \frac{Z_1^2}{2Lc}$$

Siendo el error relativo de una medición lineal, el valor de error que corresponde a cada unidad de medida;

$Er = \frac{E}{Lc}$  reemplazando E por el determinado anteriormente.

$$Er = \frac{Z_1^2}{2 \cdot Lc \cdot Lc} = Er = \frac{Z_1^2}{2 \cdot Lc^2}$$

Para tener una idea práctica de la influencia de las desviaciones suponemos que medimos una longitud de 100m con una cinta de 100m y calcularemos el desvío máximo permitido para tener un error  $\leq 1\text{cm}$ .

$$E = \frac{Z^2}{2Lc} \text{ es decir } 1\text{cm} = \frac{Z^2}{2 \times 100\text{m}} \therefore$$

$$Z^2 = 1\text{cm} \times 2 \times 10.000 \text{ cm}$$

$$Z^2 = 20.000 \text{ cm} \quad Z = \sqrt{20.000\text{cm}} = 141,42 \text{ cm}$$

Es decir que podríamos desviarnos hasta 1,41m y estaríamos cometiendo un error de 1 cm.

Ahora supongamos que medimos una distancia con la misma cinta pero queremos cometer un error relativo  $\leq \frac{1}{10.000}$  determinaremos la máxima desviación permitida.

$$Er = \frac{Z^2}{2 \cdot Lc^2} \therefore Z^2 = Er \times 2Lc^2 \text{ reemplazando}$$

$$Z^2 = \frac{1}{10.000} \times 2 \times 100^2 \text{ m}; \quad Z^2 = \frac{20.000\text{m}^2}{10.000\text{m}} =$$

$$= 2\text{m}; \text{ por lo tanto } Z = \sqrt{2\text{m}}; \quad Z = 1,41\text{m}$$

Desviándonos lateralmente 1,41m, estaremos cometiendo un error igual a 1 en 10.000.

Veremos ahora que longitud de cinta es conveniente utilizar en función de las desviaciones, considerando efectuadas las mediciones con distintos largos de la cinta y la misma desviación  $Z = 1\text{m}$  para todas.

### Cinta de 25m.

$$Er = \frac{Z^2}{2 \cdot Lc^2} = \frac{1\text{m}^2}{2 \cdot (25\text{m})^2} = \frac{1\text{m}^2}{2 \times 625\text{m}^2} = \frac{1\text{m}^2}{1.250\text{m}^2} = 0,0008\text{m}$$

**Cinta de 50m.**

$$E_r = \frac{Z^2}{2.Lc^2} = \frac{1m^2}{2.(50m)^2} = \frac{1m^2}{5.000m^2} = 0,0002m$$

**Cinta de 100m.**

$$E_r = \frac{Z^2}{2.Lc^2} = \frac{1m^2}{2.(100m)^2} = \frac{1m^2}{20.000m^2} = 0,00005m$$

De este análisis se observa que para una misma desviación de 1 m la cinta de 100m es más precisa que la de 50m y está a su vez más que la de 25m.

**b) Error producido por la temperatura**

Las cintas metálicas son construidas de una aleación de acero la que sufre dilataciones y contracciones con la variación de la temperatura, por ese motivo cada fabricante garantiza la longitud de sus cintas a determinada temperatura que recibe el nombre de “temperatura de contraste”.

El coeficiente de dilatación de la cinta es  $\alpha \cong \frac{1}{91.000}$ ;

siendo  $L_0$  la longitud de la cinta a  $0^\circ C$ , y  $L_t$  la longitud de la cinta a cierta temperatura (t) tendremos que:

$$L_t = L_0 + L_0 . \alpha . t ;$$

donde  $L_0 . \alpha . t$  es igual a  $\Delta L$  o alargamiento.

sabemos que  $E = O - V$  o sea  $L_0 - L_t$

$L_0 - L_t = L_0 - (L_0 + L_0 . \alpha . t)$ ; resolviendo

$$E = \cancel{L_0} - \cancel{L_0} - L_0 . \alpha . t \therefore E = - L_0 . \alpha . t$$

$$\text{Error relativo (por unidad de medida)} = \frac{E}{L_0}$$

$$\text{Reemplazando; } \frac{-\cancel{L_0} . \alpha . t}{\cancel{L_0}} = -\alpha . t$$

El alargamiento o corrección es igual a  $L_0 . \alpha$

Para ejemplificar lo expuesto consideremos una cinta de 50m a temperatura igual a  $30^\circ C$ .

$$\alpha = \frac{1}{91.000} \quad \text{Corrección} = L_0 . \alpha . t$$

$$\text{Corrección} = 50.000mm . \frac{1}{91.000} . 30^\circ C = 16,4 \text{ mm.}$$

Es decir que la cinta se dilata 16,4 mm con una variación de temperatura de  $30^\circ C$ .

Para no tener variaciones notables los fabricantes adoptan una temperatura de contraste más ajustada a la realidad del medio en que se va a usar.

Supongamos que la temperatura de contraste sea  $25^\circ$  y  $t_1$  una temperatura cualquiera de trabajo, podemos determinar que variación de temperatura se puede admitir al trabajar con esta cinta de modo tal que el error que se cometa por ese motivo sea menor que:

$$\frac{1}{10.000}$$

$$E_r = -\alpha . t_1 - t; \quad E_r = \frac{1}{10.000}; \quad \alpha = \frac{1}{91.000};$$

$$t_1 = \text{variable}; \quad t = 25^\circ$$



$$\frac{1}{10.000} = -\frac{1}{91.000} \cdot (t_1 - 25^\circ \text{C}) \therefore t_1 - 25^\circ \text{C}$$

$$= \frac{91.000}{10.000} \quad t_1 - 25^\circ \text{C} = |-9,1^\circ|$$

o sea que podrá haber una variación de 9,1° en más o menos respecto de la temperatura de contraste sin que se produzca un error que sobrepase de  $\frac{1}{10.000}$

### c) Error producido por la fuerza tirante

Las cintas al ser construidas de acero quedan sujetas a las diversas reacciones de los metales ante los requerimientos de trabajo, una de estas situaciones se plantea al ser tensionada la cinta, ya que el operador ejercerá una fuerza de tracción que va de 5 a 10 kg, se producirá entonces un alargamiento que estará dado por la ley de

$$\text{Hooke } \Delta l = \frac{L_0 \cdot F}{E \cdot S}$$

siendo :  $\Delta l$  = Alargamiento

$L_0$  = longitud de la cinta

$F$  = fuerza tirante

$E$  = modulo de elasticidad del acero 21.000 kg/mm<sup>2</sup>

$S$  = sección de la cinta

La longitud  $L_e$  de la cinta estirada será:

$$L_e = L_c + \Delta l \quad \text{o sea} \quad L_e = L_c + \frac{L_c \cdot F}{E \cdot S}$$

Corrección = V - O; Corrección =  $L_0 - L_e$

$$C = L_0 - \left( L_0 + \frac{L_0 \cdot F}{E \cdot S} \right) \therefore C = \cancel{L_0} - \cancel{L_0} - \frac{L_0 \cdot F}{E \cdot S}$$

Como se observa la corrección es igual al alargamiento ( $\Delta l$ ) cambiado de signo.

Calcularemos ahora el estiramiento de una cinta de 50m que sufre una tensión de 8 kg y que tiene una sección de 6 mm<sup>2</sup>.

$$\Delta l = \frac{L_0 \cdot F}{E \cdot S}$$

$$\Delta l = \frac{50.000 \text{mm} \times 8 \text{kg}}{21.000 \text{kg} / \text{mm}^2 \times 6 \text{mm}^2} = 3,17 \text{mm}$$

El mismo calculo para una cinta de 100m.

$$\Delta l = \frac{100.000 \text{mm} \times 8 \text{kg}}{21.000 \text{kg} / \text{mm}^2 \times 6 \text{mm}^2} = 6,35 \text{mm}$$

Generalmente se considera una tensión media de trabajo de 6 kg. a partir de cuál se establece la tensión de la cinta para una tensión  $F_1 - F_e$  siendo  $F_e$  Tensión media de trabajo y  $F_1$  Tensión efectiva.

$$L_e = F_e \left( 1 + \frac{1}{E \cdot S} \cdot AF \right)$$

que es la ecuación de la cinta para cualquier tensión no igual a la de contraste.

Ejemplo de aplicación: calcular el alargamiento que sufre una cinta de 50 m con una sección de 10mm<sup>2</sup> y una tensión de 8 kg.; siendo la tensión de contraste 6 kg.

$$AF = F_1 - F_e = 8 \text{ kg.} - 6 \text{ kg.} = 2 \text{ kg.}$$

$$L_e = 50.000 \text{mm} \left( 1 + \frac{2 \text{kg.}}{21.000 \text{kg./mm}^2 \times 10 \text{mm}^2} \right)$$

$$= 50.000,047 \text{ mm}$$

### d) Error cometido por cinta suspendida:

Quando se efectúen las mediciones con cintas se pueden plantear 2 situaciones, que este apoyada sobre el suelo o que esté en el

aire solo sostenida por sus extremos, en este último caso y en razón de no poderse efectuar tensiones extraordinarias que provocarían la ruptura de la cinta, esta quedará por efecto de la atracción de la gravedad formando una curva cóncava hacia arriba que recibe el nombre de catenaria y que produce un error en la medición.

Para proceder a su estudio consideramos a la catenaria como si fuera un arco de circunferencia.

$$\text{Error absoluto} = L_o - L_v$$

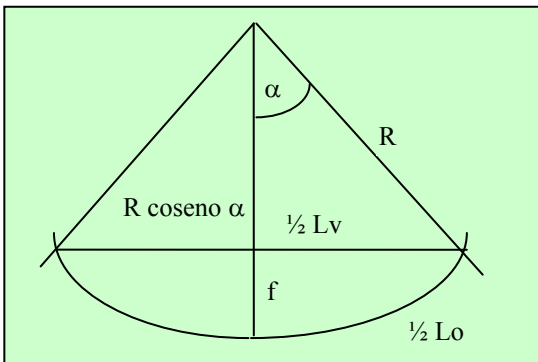
$$\frac{1}{2} L_o = R \cdot \alpha^\delta \quad \therefore L_o = 2 \cdot R \cdot \alpha^\delta$$

$$\frac{1}{2} L_v = R \cdot \text{sen } \alpha \quad \therefore L_v = 2 \cdot R \cdot \text{Sen } \alpha$$

$$E_a = L_o - L_v$$

$$E_a = 2 \cdot R \cdot \alpha^\delta - 2 \cdot R \cdot \text{Sen } \alpha$$

Veamos en el gráfico que sigue la ubicación de las variables R y  $\alpha$ .



Esta operación nos da el valor del error en función de R y  $\alpha$ , pero estos valores son difíciles de medir por lo que veremos la forma de expresarlos en función de la flecha f.

Observando la figura tenemos:

$$f = R - R \cdot \cos \alpha \quad \therefore R (1 - \cos \alpha), \text{ desarrollando el:}$$

$\text{Cos } \alpha = 1 - \frac{\alpha^2}{2!} + \frac{\alpha^4}{4!} - \frac{\alpha^6}{6!}$  tomamos los dos primeros términos

$$1 - \frac{\alpha^2}{2} \approx R \cdot \left( 1 - 1 - \frac{\alpha^2}{2} \right) = R \cdot \frac{\alpha^2}{2} \text{ elevando}$$

$$\text{al cuadrado } f^2 = \frac{R^2 \cdot \alpha^4}{4} = \frac{R \cdot \alpha^3 \cdot R \cdot \alpha}{4}$$

teniendo en cuenta que:

$$E_a = \frac{R \cdot \alpha^3}{3} \quad \therefore 3 E_a = R \alpha^3 ;$$

tenemos que  $\frac{1}{2} L_o = R \cdot \alpha^\delta$ , reemplazando:

$$f^2 = \frac{3 \cdot E_a}{4} \cdot \frac{1}{2} L_o = \frac{3 \cdot E \cdot L_o}{8} \quad \therefore E = \frac{8 \cdot f^2}{3 \cdot L_o}$$

Expresión que nos da el error en función de la flecha y la longitud medida.

Vemos que el valor de flecha máxima que podremos tener en una medición de  $L_o = 20\text{m}$  de modo que el error que se cometa sea menor de 1cm.

$$E = \frac{8 \cdot f^2}{3 \cdot L_o} \quad \therefore f^2 = \frac{E \cdot 3 \cdot L_o}{8}; \quad f^2 = \frac{1\text{cm} \times 3 \times 2000\text{cm}}{8}$$

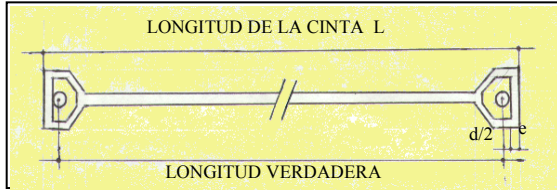
$$= 750 \text{ cm}^2 \quad f = \sqrt{750\text{cm}^2} = 27,38\text{cm}.$$

De modo que mientras la flecha no supere los 27,38 cm el error cometido por la catenaria será menor de 1 cm en 20m de longitud.

### e) Error producido por espesor de ficha y agarradera

Al efectuar las mediciones usando fichas; y cintas con agarraderas se producirán errores, según donde se coloquen las fichas se pueden presentar tres casos.

**Caso 1:** Las fichas se van colocando dentro de las asas.



En la figura se observa:

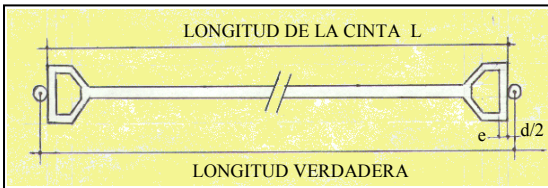
$$L = e + \frac{1}{2} d + L_v + \frac{1}{2} d + e = 2e + d + L_v$$

$$E = O - V \therefore E = L - L_v =$$

$$2e + d + \cancel{L_v} - \cancel{L_v};$$

$$E = 2e + d \text{ Corrección} = -E = -(2e + d)$$

**Caso 2:** Las fichas se colocan fuera de las asas.



$$L = L_v - \frac{1}{2} d - \frac{1}{2} d = L_v - d$$

$$E = O - V \therefore E = L - L_v = \cancel{L_v} - d - \cancel{L_v} = -d$$

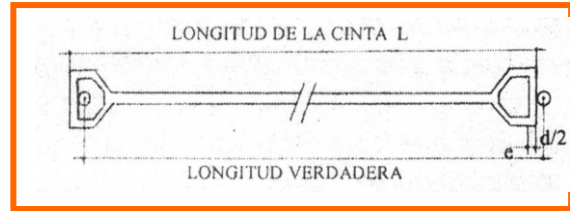
$$C = -E \therefore C = d$$

**Caso 3:** Las fichas se colocan una afuera y la otra dentro del asa.

$$L = L_v + e + \frac{1}{2} d - \frac{1}{2} d = L_v + e$$

$$E = O - V = L - L_v = L_v + e - L_v = e$$

$$C = -E; \quad C = -e$$

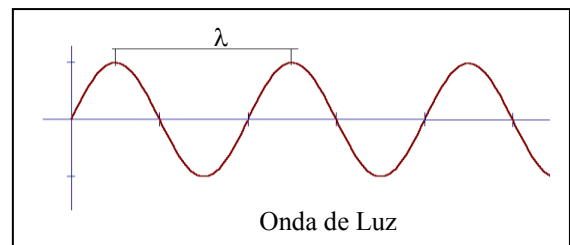


Se observa que en este caso se comete un error menor que en los anteriores, por lo que es conveniente adoptar esta forma de colocar las fichas.

## DISTANCIOMETROS ELECTRONICOS

Tradicionalmente se ha aceptado que las medidas de longitudes que se toman sobre el terreno, se obtienen por la aplicación reiterada, acumulativa y directa de la unidad de medida adoptada (metros, yardas, etc.)

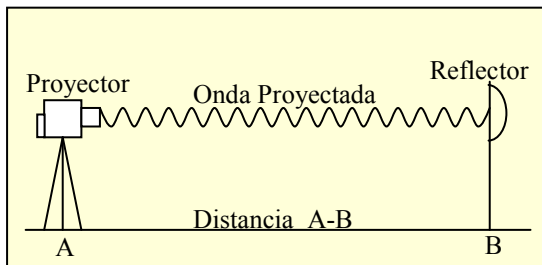
Desde hace algunos años la evolución de la electrónica ha desarrollado instrumentos que miden desde un punto la distancia que lo separa de otro por medio de ondas de luz o de radio. Estos equipos son los distanciómetros electrónicos, son de gran precisión, rapidez, largo alcance y manejo simple. Realizan la medición entre dos puntos intervisibles basándose en el tiempo que tarda en recibirse en ese aparato una señal emitida por el mismo y reflejada en un reflector especial.



Sabemos que la luz es una emisión radiante que se propaga por medio de ondas cuyas características principales son la lon-

gitud de onda  $\lambda$  y la frecuencia o sea vibraciones por segundo.

Si desde un instrumento adecuado proyectamos una onda de la cuál conocemos su longitud  $\lambda$  y su frecuencia  $f$  y esta se propaga por la atmósfera hasta reflejarse en un reflector y regresa al aparato. Si el instrumento es capaz de registrar el tiempo que tardó la onda en hacer el recorrido de ida y vuelta podrá calcular la distancia que



lo separa del reflector.

Una vez realizado el ciclo el instrumento cuenta con los siguientes datos:

$\lambda$  = Longitud de onda; T= Tiempo de ida y vuelta; F = Frecuencia.

La distancia es calculada haciendo:

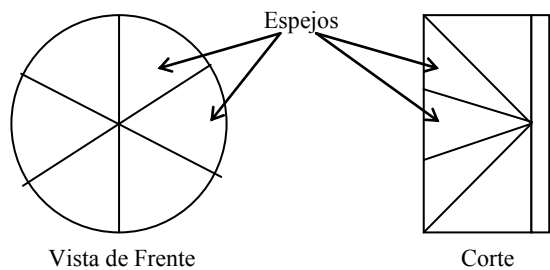
$$D = \frac{\lambda \cdot f \cdot t}{2}$$

Esta descripción facilita la interpretación del principio de funcionamiento de los distanciómetros, es de saber que estos aparatos son muy sofisticados y diferentes entre sí de acuerdo a la precisión y distancia que pueden medir.

En general se usa la emisión de luz o radio, haciéndolo con frecuencia modulada, para evitar errores por acoplamiento de ondas que se encuentran en la atmósfera a lo largo de la línea a medir. De esta manera la influencia de la presión, temperatura, y humedad se reduce al mínimo. Si la fuente fuera un proyector de luz láser podrá medirse con largo alcance y gran precisión.

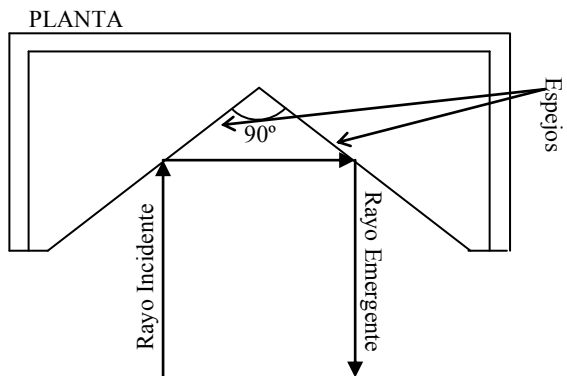
El sistema óptico receptor esta provisto de un filtro que descarta todos los rayos de luz que tengan una longitud de onda diferente a la señal emitida, esto produce que las mediciones diurnas y nocturnas resulten casi idénticas. La estación de reflexión comprende uno o varios prismas retrospectivos que reflejan la señal, por su construcción siempre habrá una onda que regresa al emisor.

El reflector consta de 6 espejos trian-



gulares colocado de modo tal que los espejos enfrentados forman entre sí  $90^\circ$ ,

Sabemos que una de las leyes de re-



flexión sobre espejos dice **“Si un rayo de luz incide y se refleja sucesivamente sobre dos espejos colocados en un cierto ángulo  $\alpha$ , el rayo incidente formará con el emergente un ángulo igual al doble del que forman ambos espejos es decir  $2\alpha$ ”**.

En estos prismas se colocan los espejos enfrentados en un ángulo  $\alpha = 90^\circ$  para que de ese modo el rayo regrese en forma

paralela a la trayectoria de llegada, ya que forma con esta un ángulo de  $180^\circ$ .

Esquema del Funcionamiento del Reflector:



De acuerdo al tipo de onda utilizada estos equipos pueden medir distancias desde unos pocos metros hasta grandes distancias de 80 a 100 Km.



Distanciómetro sobre su base

La precisión está relacionada con la distancia medida, así por ejemplo un equipo puede asegurar una exactitud de  $3 \text{ mm} + 1 \text{ mm/Km}$ . Esta variación está en función de la cantidad de prismas que se utilicen y la distancia a medir, pero en general el error probable es muy pequeño.

El aparato entrega el dato de la medición por medio de un display luminoso en metros centímetros y milímetros para su registro por el operador, aunque algunos también están equipados con discos de computación que graban las mediciones y luego son colocadas en las computadoras, este sistema elimina los errores accidentales que se originan por anotación.

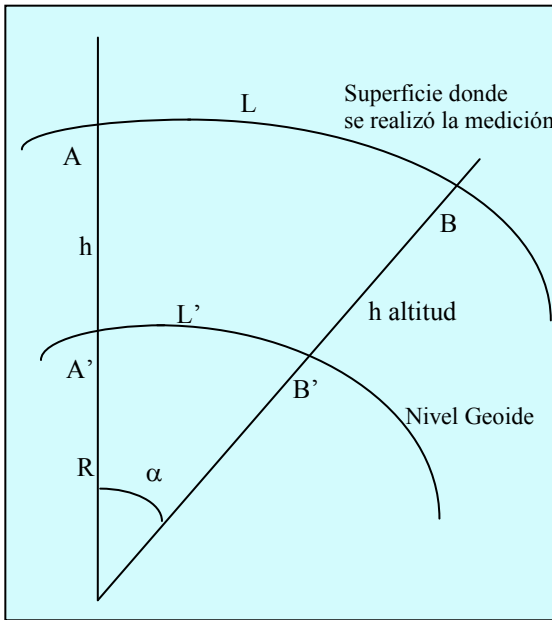


Distanciómetro colocado sobre un teodolito

## REDUCCION DE DISTANCIAS AL HORIZONTE

Cuando se efectúan mediciones de precisión estas longitudes son reducidas al

nivel medio del mar (geoide) para que así puedan ser comparables con otras realizadas en distintos lugares; esta operación recibe el nombre de Reducción de distancia al horizonte.



Planteada la situación de la figura. Conociendo \$L\$ se trata de determinar \$L'\$ en función de la altitud \$h\$.

$$E = O - V = L - L'$$

Sabemos que:

$$\alpha = \frac{\text{arco}}{\text{radio}} = \frac{L'}{R} = \frac{L}{R+h}$$

$$L = \alpha \cdot (R+h); \quad L' = \alpha \cdot R.$$

$$E = \alpha (R+h) - \alpha R.$$

Suprimiendo el paréntesis:

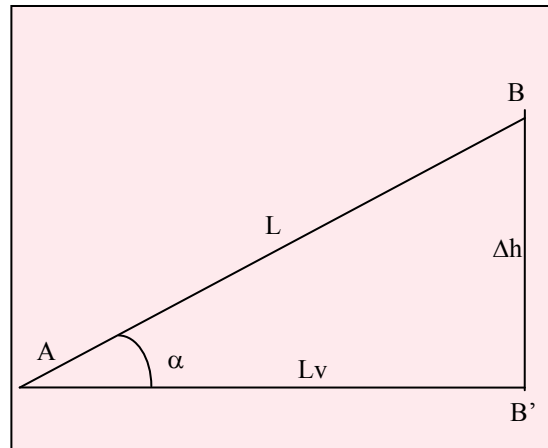
$$E = \cancel{\alpha R} + \alpha h - \cancel{\alpha R}$$

$$E = \alpha \cdot h$$

En operaciones comunes se reduce la distancia a la superficie del nivel de la zona, obteniéndose la distancia por medio de operaciones, que reciben el nombre de reducción de distancias a la horizontal.

## REDUCCION DE DISTANCIAS A LA HORIZONTAL

Cuando efectuamos una medición lineal en terreno inclinado y lo hacemos siguiendo la pendiente del mismo podemos calcular la distancia horizontal si tomamos el ángulo de inclinación \$\alpha\$.



Por Pitágoras tenemos que:

$L_v^2 + \Delta h^2 = L^2 \therefore \Delta h^2 = L^2 - L_v^2$  siendo una diferencia de cuadrados podemos escribir:

$$\Delta h^2 = (L - L_v) (L + L_v)$$

el error \$E\$ de la medición está dado por, \$L - L\_v = E\$ si consideramos que \$L \cong L\_v\$, tendríamos:

$$\Delta h^2 = (L - L_v) \cdot (L + L_v); \quad \Delta h^2 = E \cdot 2L$$

$$\therefore E = \frac{\Delta h^2}{2L} \text{ o también } \frac{\Delta h^2}{2L_v} \text{ sabemos que}$$

$$E = L - L_v, \text{ por lo tanto } L - L_v = \frac{\Delta h^2}{2L_v}$$

∴

$$L_v = L - \frac{\Delta h^2}{2L_v}; \text{ El error relativo será } \frac{E}{L_v}$$

reemplazando:

$$ER = \frac{\frac{\Delta h^2}{2L_v}}{L_v} = \frac{\Delta h^2}{L_v \cdot 2L_v} = \frac{\Delta h^2}{2L_v^2} = \frac{1}{2} \left( \frac{\Delta h}{L_v} \right)^2$$

siendo  $\frac{\Delta h}{L_v}$  el valor de la tg de  $\alpha$ , o sea la pendiente del terreno podemos escribir:

$$ER = \frac{1}{2} (\text{tg } \alpha)^2; \text{ en base a esta expresión}$$

calcularemos hasta que pendiente podemos medir de modo tal que tengamos un error relativo menor o igual a 1 : 10.000, o sea que medidos 10.000 m nuestro error sea igual o menor a 1m.

$$\frac{1}{10.000} \leq \frac{1}{2} (\text{tg } \alpha)^2 \therefore \frac{2}{10.000} \leq (\text{tg } \alpha)^2;$$

$$\frac{\sqrt{2}}{\sqrt{10.000}} \leq \text{tg } \alpha; \frac{1,4142}{100} \leq \text{tg } \alpha \text{ es decir}$$

que 1,4142 es el valor de  $\Delta h$  y 100 el de L. En consecuencia si subimos o bajamos 1,41 m en 100m de distancia medida, significa una pendiente del 1,41% y no se comete un error de medición que supere el 1:10.000.

Podemos calcular la distancia horizontal sabiendo que  $L_v = L \cos \alpha$  por lo que  $E = L - L_v$ , reemplazando  $E = L - L \cos \alpha$ . También de esta manera se puede calcular la diferencia de nivel o altura  $\Delta h$  entre Ay B, haciendo:

$$\text{sen } \alpha = \frac{\Delta h}{L} \therefore \Delta h = \text{sen } \alpha \cdot L$$

Cuando se trata de un caso aislado de medición con una sola pendiente se pro-

cede en la forma enunciada, pero lo más usual será desarrollar la medición a lo largo de un itinerario con distintas inclinaciones, para lo cual se deberá repetir el cálculo cada vez que cambie la misma, en se caso se puede confeccionar una planilla como la siguiente.

Pun- tos	Longi- tud (m)	$\alpha$	L sen $\alpha$	sen $\alpha$	cos $\alpha$	L cos $\alpha$	Dife- rencia
A-B	89,20	7°	10,87	0,12187	0,99255	88,53	0,67
B-C	119,00	4°	0,08	0,06976	0,99756	118,71	0,29
C-D	151,70	6°	15,85	0,10453	0,99452	150,87	0,83
D-E	49,00	3°	0,02	0,05234	0,99863	48,93	0,07
E-F	94,50	5°	8,24	0,08716	0,99619	94,14	0,36
						503,40	501,18 2,22

Longitud inclinada = 503,40m (siguiendo las pendientes).

Longitud horizontal = 501,18m.

Diferencia  $\sum L - \sum L \cdot \cos \alpha = 2,22$  m.

En este ejemplo se han medido unos 500m a lo largo de pendientes que van de 3° a 7° se determina una diferencia de 2,22m lo que representa el 0,44 % de la medición. En el caso del territorio de la provincia de Misiones estas diferencias son muy importantes pues las pendientes en general son mayores que las del ejemplo.

### REGLON DE MEDICION

Cuando las distancias no son muy largas y presentan grandes pendientes se puede utilizar el reglón de medición, consiste en una regla de unos 4 a 5 m de longitud de sección rectangular de 2 o 3 cm de espesor y de 6 a 8 cm de ancho, la que con el auxilio de un nivel se puede ir colocando en posición horizontal sobre el terreno, la distancia se obtiene por acumulación reiteradas y sucesivas del mismo, procediéndose de la siguiente manera: a) Se coloca el re-

glón con su extremo en el arranque de la medición horizontalizándolo con el nivel.

b) El otro extremo quedará al aire, procediéndose a bajar su proyección hasta el terreno por medio de una plomada. c) En este punto se coloca el extremo inicial del renglón y se recomienza la operación. Si la pendiente fuera invertida la plomada indicará el comienzo de la medición y así sucesivamente.

## MEDICIONES DE ANGULOS HORIZONTALES CON CINTA METRICA

Con frecuencia debemos resolver en campaña el problema de tener que medir o replantear un ángulo horizontal y no contar con un goniómetro adecuado para tal fin. Es necesario entonces estar preparados para poder hacerlo utilizando cintas métricas, aunque se trabaje muy prolijamente esta medición será menos exacta que la efectuada con un instrumento pero en muchos casos será suficiente para nuestro fin. En el caso de ser necesario que la medición sea lo más correcta posible se puede repetir varias veces la determinación para obtener un promedio de todas ellas.

### Procedimiento

Estaremos ante el caso de encontrarnos en un vértice desde el cual se ven claramente las dos líneas que forman el ángulo ML y MZ.

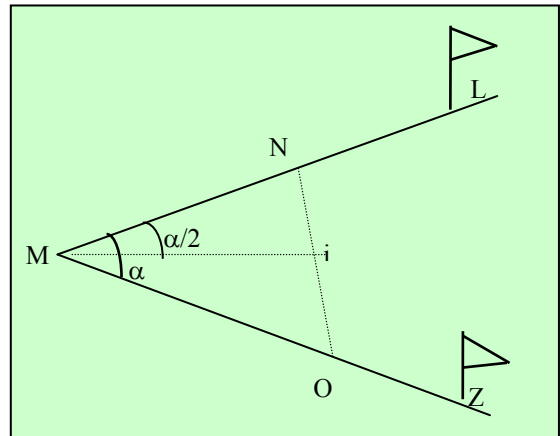
Sobre la línea ML tomamos una distancia MN arbitraria y marcamos el punto N. Sobre la otra línea determinamos un punto O de modo tal que  $MN = MO$  y con la cinta se mide la distancia NO. Con esta se termina el trabajo de campaña. Para calcular  $\alpha$  suponemos trazada la bisectriz de  $\alpha$  definiéndose el punto i, y observando la fi-

gura vemos que el triángulo MNi es rectángulo siendo  $\frac{\alpha}{2}$  su ángulo del vértice M.

En función de esto podemos escribir lo siguiente.

$$\text{sen } \frac{\alpha}{2} = \frac{NO}{2.MN} \therefore \text{sen } \frac{\alpha}{2} = \frac{NO}{2.MN}$$

Obteniéndose así el valor natural del seno de  $\frac{\alpha}{2}$ , a partir de allí, sabemos que  $\alpha = 2$  veces  $\frac{\alpha}{2}$ , calculamos la función inversa y obtendremos  $\alpha$ .



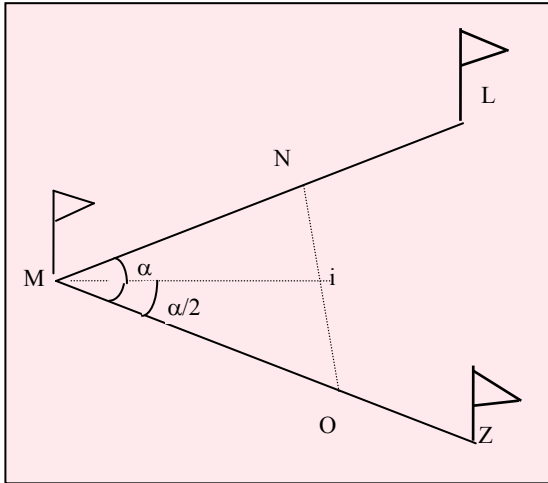
Otro caso en el que nos encontraremos será el de tener que marcar o replantear sobre el terreno un ángulo horizontal a partir del extremo de una línea.

Se tiene la línea MZ marcada y debemos definir ML en función del ángulo  $\alpha$ . Se toma la distancia arbitraria MO y se la marca sobre la línea, con estos datos se calcula ON.

$$\text{Sen } \frac{\alpha}{2} = \frac{NO}{2.MO} = \frac{NO}{2MO} \quad \text{despejamos}$$



$$NO = \text{sen} \frac{\alpha}{2} \cdot 2MO$$



A partir de este dato marcamos el punto N, siendo  $MN = MO$ , a partir de M tomamos MN y a partir de O marcamos ON en el punto de encuentro de ambas medidas estará N. Uniendo N con M tendremos la línea ML que define el ángulo  $\alpha$ .

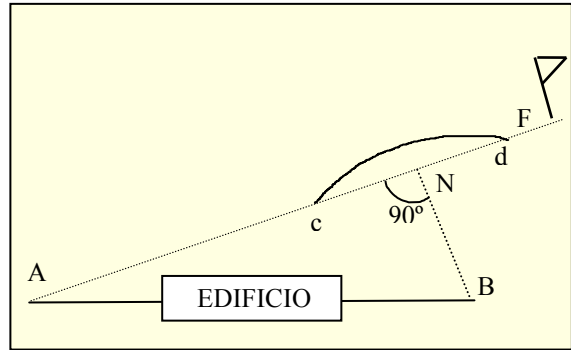
## MEDICION INDIRECTA DE DISTANCIAS

Es posible que con frecuencia en campaña debamos medir la distancia entre dos puntos sin poder hacerlo colocando la cinta e ir desde un punto a otro en forma directa, ya sea porque no son intervisibles o por que un obstáculo no permite pasar sobre él.

En estos casos se podrán hacer mediciones indirectas utilizando cintas métricas, fichas y jalones. Los casos presentados podrán ser resueltos de distintas maneras y vamos a ver algunos de ellos.

### Ordenada sobre base inclinada:

**Método 1:** el Obstáculo no permite medir, ni tampoco que ambos puntos sean intervisibles.



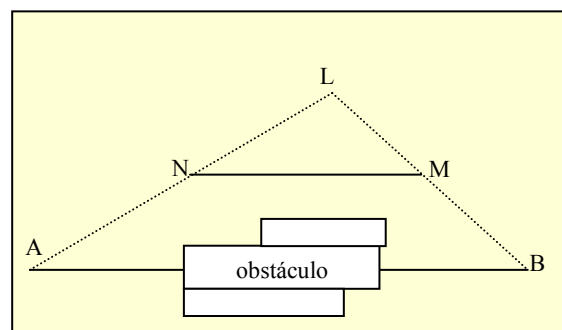
Se desea saber la distancia entre los puntos A y B. Se define un punto F a partir de A de modo tal que pase junto al obstáculo. Sujetando la cinta en B se traza un arco que cortará la línea AF en los puntos c y d los que se marcan también. Se determina el punto N en la semidistancia de cd. Así definimos un triángulo el ANB que será rectángulo en N. Medimos ahora las distancias AN y NB, por Pitágoras tendremos que:

$$AB^2 = AN^2 + NB^2 \quad \text{Por lo tanto:}$$

$$AB = \sqrt{AN^2 + NB^2}$$

Obteniéndose así la magnitud de la distancia buscada.

### Triángulos semejantes:



**Método 2:** En un caso parecido al anterior tenemos un obstáculo que impide medir directamente la distancia entre A y B.

Debemos tomar un punto L exterior a la línea AB desde el cuál se puedan ver A y B.

Se miden las distancias AL Y LB. Luego procedemos a marcar N y M calculando su posición haciendo

$$\frac{LN}{LA} = \frac{LM}{LB}$$

es decir que la relación entre

los puntos de un lado es igual a la del otro . por lo tanto adoptamos un valor para el LM y despejamos LN pués ya sabemos LA y

$$LB \therefore LN = \frac{LM}{LB} \cdot LA; \text{ Resolviendo}$$

$$\frac{LM}{LB}$$

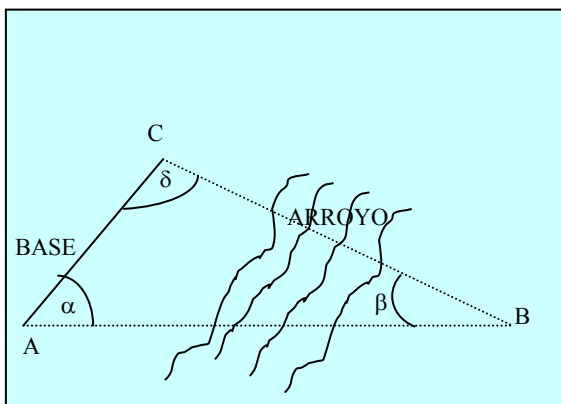
calculamos la relación entre ambos,

luego se mide NM y aplicando la relación obtenida se cálcula la distancia AB ya que se trata de 2 triángulos semejantes.

$$\frac{NM}{AB} = \frac{LM}{LB} \therefore AB = \frac{NM}{LM} \cdot LB$$

**Utilizando base auxiliar inclinada:**

**Método 3:** Este método es de mucha utilidad cuando los puntos entre los cuáles se debe medir las distancias son visibles entre si.



Consideremos 2 puntos A y B colocados en ambas margenes de un arroyo.

A partir del punto A se marca una base AC arbitraria en su longitud y posición, solo se debe cuidar de que desde sus extremos se vea B.

Se mide la distancia AC y los ángulos α y δ, con estos datos se calcula el ángulo β.

$$\beta = 180^\circ - (\alpha + \delta)$$

A partir del teorema del seno se calcula la distancia AB.

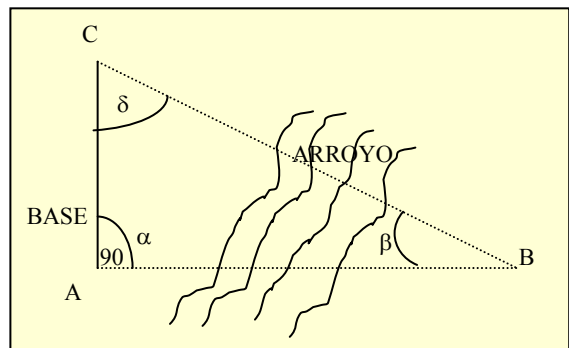
$$\frac{\text{sen}\beta}{AC} = \frac{\text{sen}\delta}{AB} \therefore AB = \frac{AC}{\text{sen}\beta} \cdot \text{sen}\delta$$

Si los puntos A y B pertenecieran a una alineación se la podrá continuar adicionándole la medida calculada entre ambos puntos.

**Con base auxiliar en ángulo recto:**

**Método 4:** En un caso parecido al anterior debemos trazar la base de modo tal que resulta un triángulo rectángulo.

Se mide AC y el ángulo δ. Sabemos que α= 90° en el triángulo ACB.



Calculamos  $\beta = 180^\circ - (90^\circ + \delta)$

Tenemos que:  $\operatorname{tg}\beta = \frac{AC}{AB} \therefore AB = \frac{AC}{\operatorname{tg}B}$

Esta es la distancia que queríamos calcular.

## ESCUADRAS TOPOGRÁFICAS

Son los instrumentos topográficos más antiguos que se conocen, son goniómetros de ángulo fijo, es decir que miden o replantean ángulos de valores que no pueden asumir cualquier magnitud, sino los prefijados para los cuáles fueron construidos.

Veremos distintos tipos de escuadras según sean, del tipo mecánico u óptico.

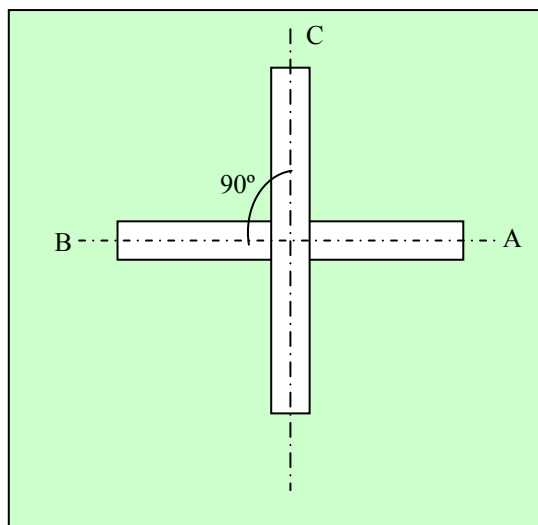
### ALIDADA

Esta compuesta por una regla metálica de 30 a 70 cm de longitud y de 30 a 50mm de ancho, en ambos extremos están dispuestas dos aletas rebatibles normales a la regla y que reciben el nombre de pínulas; en la ocular está practicada una ranura vertical de 1 a 2mm de abertura y en la otra, que es la pínula objetiva, hay una ventana rectangular la que se encuentra atravesada por dos hilos muy finos uno horizontal y otro vertical.

La visual queda determinada por el centro del ocular y el cruce de los hilos de la pínula objetiva. Ambas pínulas suelen ser rebatibles sobre la regla para facilitar su transporte, el hilo horizontal se usa solo en aplicaciones altimétricas, para planimetría, se usa el vertical, el fin primordial de la alidada es determinar planos verticales por lo que el hilo horizontal se usa poco.

## ESCUADRA DE AGRIMENSOR

La escuadra de Agrimensor resulta de la unión de dos pínulas de modo que forman entre sí un ángulo recto y por consecuencia ambas visuales perpendiculares entre sí. Este instrumento tuvo gran utilización en tiempo de los romanos, hoy a perdido aplicación por lo menos en su forma original.



Tiene las siguientes aplicaciones:

- Para levantar desde un punto de una alineación otra línea perpendicular a la primera.
- Para que, desde un punto fuera de esta, bajar una perpendicular.
- Para intercalar puntos en una alineación.
- Para hacer una prolongación de esta.

**Caso a)** Se coloca la escuadra sobre el punto y observamos por una alidada otro punto de la alineación, la otra alidada medirá con su visual la alineación perpendicular, **Caso b)** se procede por tanteo moviendo la escuadra sobre la alineación hasta que la visual perpendicular pase por el punto exterior, **Caso c)** bastará con colocar la escuadra sobre la

alineación y mirando hacia uno u otro lado proceder a colocar los jalones.

Una variante de la escuadra de Agri-mensor es la escuadra a Tambor que se basan en el mismo principio de subtender visuales a través de rendijas opuestas.

Fundamentalmente está compuesta de un cilindro de 7 a 10cm de diámetro y de 10 a 15cm de alto que puede ser colocado sobre un trípode o bastón. A lo largo de cuatro generatrices del cilindro están practicadas rendijas de de  $\frac{1}{2}$  a  $\frac{3}{4}$  mm de ancho opuestas entre si por lo que generan visuales normales, cada rendija puede servir de ocular y objetivo por lo que se hace la colimación observando por una de ellas el objeto a través de la opuesta. Algunos como la de la figura (N) llevan 8 ranuras por lo que también es posible replantear ángulos de  $45^\circ$ . Estas escuadras tienen un uso similar a las pínulas y son muy útiles en terrenos muy ondulados.

Se ha verificado para estos instrumentos que se puede cometer un error de colimación de unos  $6'$  pero al replantear un ángulo debemos colimar 2 veces por lo que en caso de acumulación de errores tendremos una desviación de  $12'$  a la que se puede agregar  $3'$  por defectos propios del aparato, estaríamos en un error de  $15'$  que sobre una línea de 100 produciría un desplazamiento lateral de 44 cm.

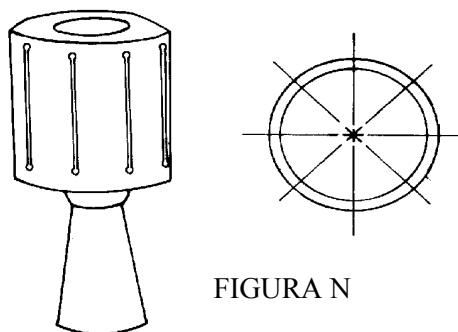
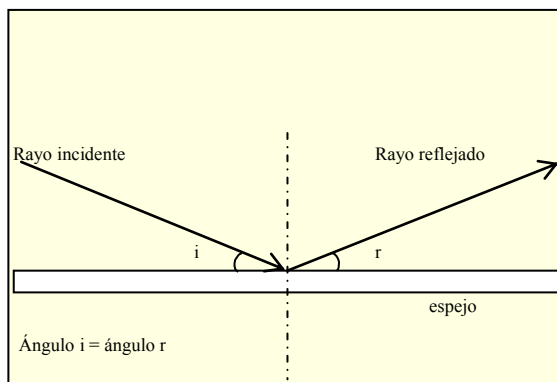


FIGURA N

Se deben tener en cuenta estas restricciones para su utilización.

## ESCUADRAS DE ESPEJOS O DE REFLEXIÓN

Además de las escuadras sencillas que hemos citado en el punto anterior existen otras escuadras de funcionamiento óptico que tienen la ventaja de ser pequeñas por lo tanto fáciles de transportar. Se basan en espejos que convenientemente colocados replantean ángulos de  $90^\circ$ .

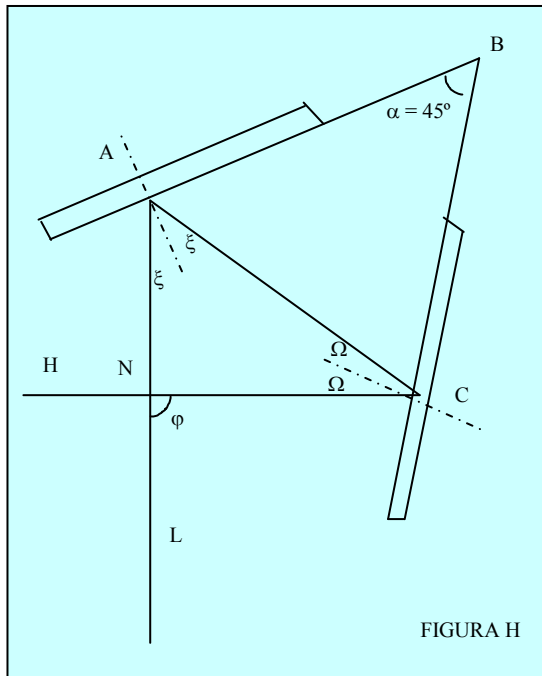


Su funcionamiento se basa en la ley de reflexión de la luz, cuando un rayo de luz incide sobre un espejo dice que “el ángulo de incidencia es igual al ángulo de reflexión”.

Las escuadras funcionan en base a la siguiente ley “Si un rayo de luz se refleja sucesivamente en dos espejos planos y siempre que permanezcan en un plano perpendicular a ambos, el primer rayo de entrada forma con el último de salida un ángulo igual al doble del que forman los dos espejos”.

Si tenemos dos espejos dispuestos en la forma de la (figura H) los que forman entre sí un ángulo  $\alpha$ , y en un plano normal a la arista B incide un rayo HC, que se refleja en C y se dirige hacia A allí se refleja otra vez tomando la dirección AL, formando con la dirección de entrada un án-

gulo  $\varphi$  el que vamos a demostrar que es igual al doble de  $\alpha$ .



Consideremos los triángulos ABC y ACN

$$\alpha = 180^\circ - (90^\circ - \Omega) - (90^\circ - \xi) ;$$

$$\alpha = 180^\circ - 90^\circ + \Omega - 90^\circ + \xi$$

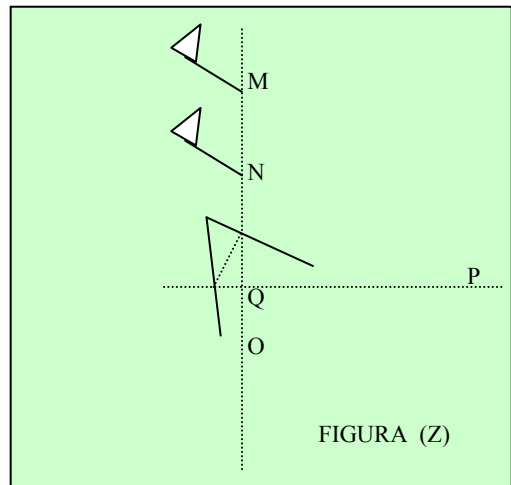
$$\alpha = \Omega + \xi$$

y en el triángulo ACN por ser  $\varphi$  ángulo externo es igual a la suma de los interiores no adyacentes.  $\varphi = 2\Omega + 2\xi$  siendo  $\Omega + \xi = \alpha$  tendremos que  $2\Omega + 2\xi = 2\alpha$  de donde se verifica que  $\varphi = 2\alpha$ . Por lo tanto si construimos una escuadra cuyos espejos formen un ángulo de  $45^\circ$  entre sí servirá para replantear ángulos de  $90^\circ$ . Y en este caso recibe también el nombre de Escuadra de Adams. Se debe tener en cuenta que cualquiera sea el ángulo de la dirección de entrada formará con la dirección de salida un ángulo recto.

Esta escuadra puede ser utilizada con el auxilio de un baston o una plomada.

### Uso de la escuadra.

En la (figura z), se indica un croquis de la forma que se utiliza la escuadra de reflexión.



Teniendo una alineación MN desde el punto P queremos trazar una perpendicular a la misma para ello nos desplazamos con la escuadra aproximadamente a lo largo de MN observando desde O y alineándonos con los jalones MN. Así nos desplazamos hasta que la imagen del jalón P coincida con la de N que se vea a lo lejos. El punto Q ocupado por la escuadra y su proyección al terreno por medio de la plomada será el que determina el pie de la perpendicular bajada desde P.

Para proceder a levantar una perpendicular colocamos la escuadra en Q observando N alineado con M y hacemos mover a un ayudante con el jalón P hasta que coincida las imágenes P y N.

Con estas escuadras siendo utilizadas en forma adecuada se puede cometer un error de alrededor de  $9'$ , por lo que se

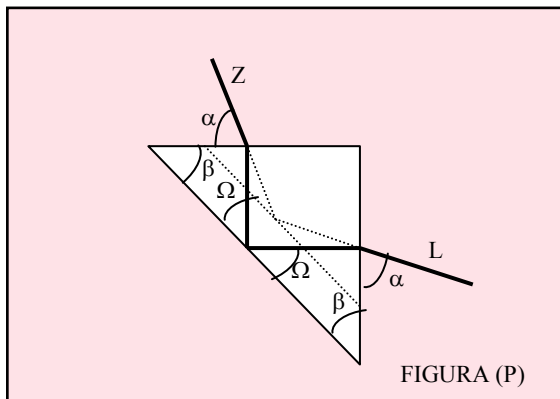
observa son muy superiores a las metálicas (de Agrimensor) siempre que el terreno sea bastante llano.

## ESCUADRAS DE REFRACCIÓN

### Escuadra de Prisma de Base Triangular

Las escuadras de prismas replantean ángulos fundados en las leyes de refracción y reflexión de la luz en los prismas ópticos.

La escuadra de prisma de base triangular como su nombre lo indica es de sección recta, es un triángulo rectángulo isósceles (figura P), esta construido de cristal transparente siendo el prisma macizo.

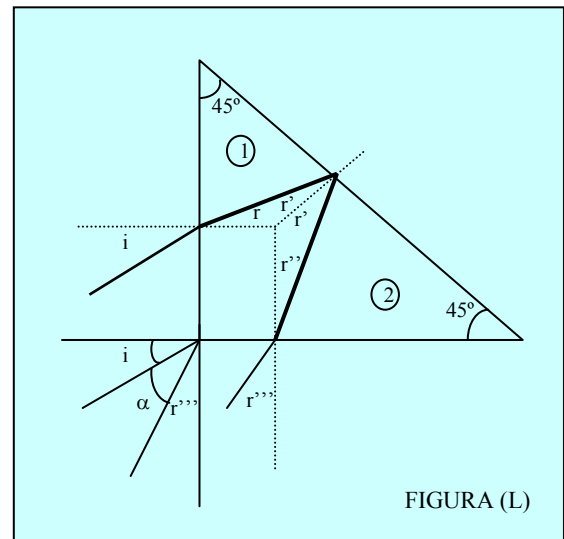


Si un rayo luminoso incide sobre un cateto desde la dirección Z se refracta al entrar en el prisma, se refleja sobre la hipotenusa y sale por el otro cateto en la dirección L.

Por ser iguales los 2 ángulos agudos del prisma y los que forman los rayos incidentes y reflejado sobre la hipotenusa dentro del prisma por consiguiente también son iguales los que forman los catetos con

el rayo incidente y emergente. Es decir que la desviación que se produce entre el rayo incidente y reflejado es la misma que se produciría en una reflexión simple sobre un espejo paralelo a la hipotenusa. Cuando el rayo llega a la hipotenusa con poca inclinación se produce la reflexión total, pero si la inclinación aumenta para evitar que se pierda intensidad luminosa por la que se pudiera refractar al exterior, se azoga o platea dicha cara de modo tal que obrará como un espejo permanente.

Es decir que en este caso no obra como escuadra de 90°, como veremos analíticamente la diferencia será de 2 veces el ángulo de incidencia.



$$\text{En } \textcircled{1} \quad 45^\circ + 90^\circ - r + 90^\circ - r' = 180^\circ$$

$$45^\circ = r + r' \quad \textcircled{a}$$

$$\text{En } \textcircled{2} \quad 45^\circ + 90^\circ - r' + 90^\circ - r'' = 180^\circ$$

$$45^\circ = r' + r'' \quad \textcircled{b}$$

De a y b tenemos que  $r = r''$  por lo tanto  $i = r'''$  de lo que se obtiene que el ángulo que forma el ángulo incidente y el emergente resulta  $\alpha = 90^\circ - 2i$ .

En el caso de que el rayo incida en la otra dirección tendríamos.

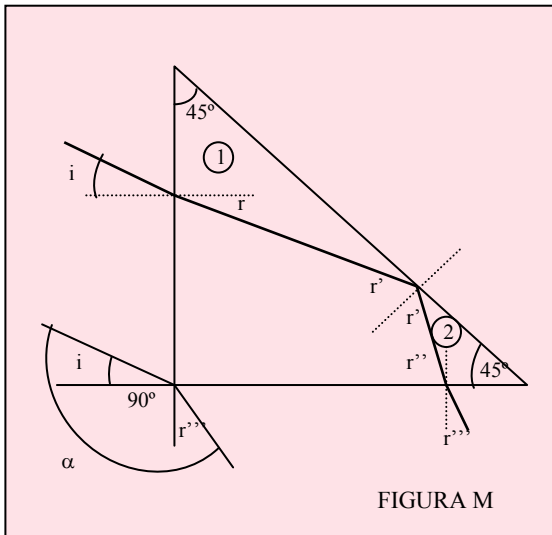


FIGURA M

En ①  $45^\circ + 90^\circ + r + 90^\circ - r' = 180^\circ$   
 $45^\circ - r' = -r \therefore r = r' - 45^\circ$  (a)

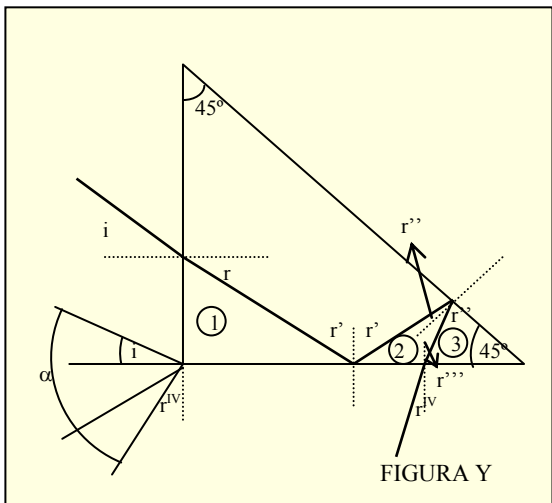


FIGURA Y

En ②  $45^\circ + 90^\circ + r'' + 90^\circ - r' = 180^\circ$   
 $45^\circ + r'' = r' \therefore r'' = r' - 45^\circ$  (b)

De a y b tenemos que  $r = r''$  por lo tanto  $i = r'''$  y resultará  $\alpha = 90^\circ + 2i$ .

En cambio el caso adecuado es el de que se produzca la reflexión dentro del

prisma por 2 veces como se ve en la (figura y).

En ①  $90^\circ + 90^\circ - r + 90^\circ - r' = 180^\circ$   
 $90^\circ = r + r' \therefore r' = 90^\circ - r$  (a)

En ②  $90^\circ - r' + 2r'' + 90^\circ + r''' = 180^\circ$   
 $2r'' + r''' = r'$  siendo  $r' = 90^\circ - r$   
 tendremos  $2r'' + r''' = 90^\circ - r$  (b)

En ③  $45^\circ + 90^\circ - r''' + 90^\circ - r'' = 180^\circ$   
 $-r''' - r'' = -45^\circ$  multiplicando por (-1).  
 $r''' + r'' = 45^\circ$  y luego por 2 tenemos.

$2r''' + 2r'' = 90^\circ$   
 $2r'' = 90^\circ - 2r'''$  reemplazando en (b)

$90^\circ - 2r''' + r''' = 90^\circ - r$   
 $-r''' = -r \Rightarrow r = r''' \therefore i = r^{IV}$

de donde se obtiene que  $\alpha = 90^\circ$

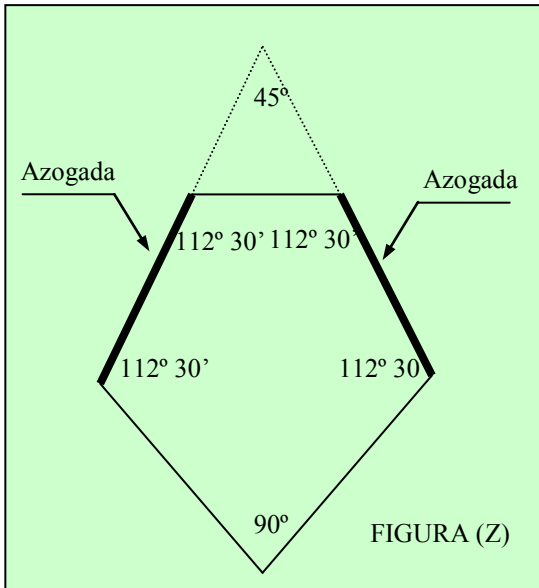
De esto podemos deducir la siguiente consecuencia: si al atravesar un rayo de luz un prisma triangular sufre en el interior de estas 2 reflexiones sucesivas sobre 2 caras que se encuentren a 45°, entre si el rayo emergente formará con el incidente un ángulo de 90°. El rayo considerado en la figura Y con esta trayectoria recibe el nombre de rayo fijo, pues no se mueve al girar el prisma sobre su eje longitudinal, en cambio en las figuras L y M recibe el nombre de variable pues al girar varía el ángulo de incidencia con la emergencia.

Además de esta diferencia se distinguirán porque el rayo variable se mira casi paralelo a la hipotenusa y el fijo casi normal a esta. Para utilizar el prisma lo hacemos girar hasta que la imagen del jalón guía ante

pequeños giros quede fijo en ese momento estaremos replanteando 90°.

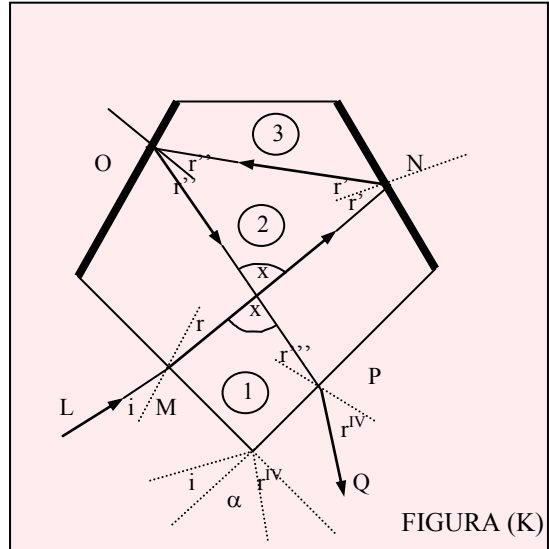
**ESCUADRAS PENTAPRISMAS**

Estas escuadras están constituidas por un prisma de base pentagonal (figura Z) y sus cinco ángulos miden, uno 45° y el opuesto a este 90°, los otros 2 son iguales entre si de 112° 30'.



Las dos caras del prisma que forman 45° entre sí están azogadas. Estas dos caras en realidad no llegan a juntarse en el vértice de 45° sino que el prisma está tallado antes de llegar al mismo generando así los 5 lados que de otra manera serían solo 4.

En la (figura K) vemos que el rayo luminoso L ingresa al prisma en M y se refracta hacia N donde se refleja totalmente pues esa cara está azogada. Se vuelve a reflejar en O y se dirige hacia P donde se refracta hacia el exterior nuevamente en la dirección Q.



Si analizamos en 1 tenemos el valor de x

$$x = 360^\circ - (90^\circ - r) - (90^\circ + r''') - 90^\circ$$

$$x = 360^\circ - 90^\circ + r - 90^\circ - r''' - 90^\circ$$

$$x = 360^\circ - 270^\circ + r - r'''$$

$$x = 90^\circ + r - r'''$$

En 2 tenemos:

$$x = 180^\circ - 2r' - 2r''$$

Y en 3 tenemos:

$$360^\circ = 112^\circ 30' + 112^\circ 30' + 90^\circ - r' + 90^\circ - r''$$

$$45^\circ = r' + r'' \quad \text{multiplicando por 2}$$

$$90^\circ = 2r' + 2r'' \quad \text{multiplicando por -1}$$

$$-90^\circ = -2r' - 2r'' \quad \text{y reemplazando en 2.}$$

$$x = 180^\circ - 90^\circ \quad x = 90^\circ$$

En 1 verificamos entonces que:



$90^\circ = 90^\circ + r - r''''$  por lo que se deduce que  $r = r''''$  y por las leyes de refracción entonces  $i$  será igual a  $r^{IV}$  por lo que:  
 $\alpha = 90^\circ$ .

En la práctica estas escuadras prestan servicio útil en terrenos llanos o poco ondulados. La experiencia a establecido el error posible al usar adecuadamente estas escuadras para replantear ángulos rectos es de  $7' 30''$  por lo que la desviación máxima de un punto situado sobre la normal a 50 m de distancia no debería superar los 11 cm. se utilizan como las escuadras de espejos con plomadas, con bastón o a mano. No es posible rectificirlas o corregirla por lo que al adquirirla debe ser de comprobada calidad. Son de dimensiones muy pequeñas y pueden ser encerradas en una mano. La (Figura L) muestra una escuadra muy difundida.

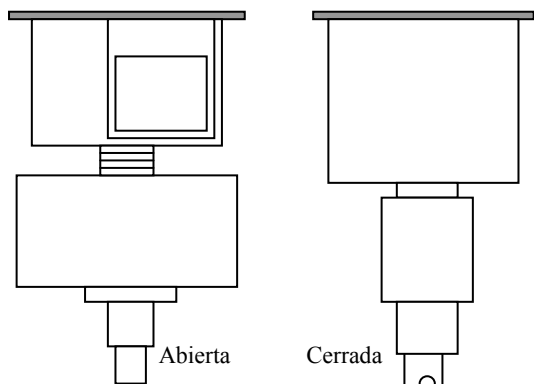
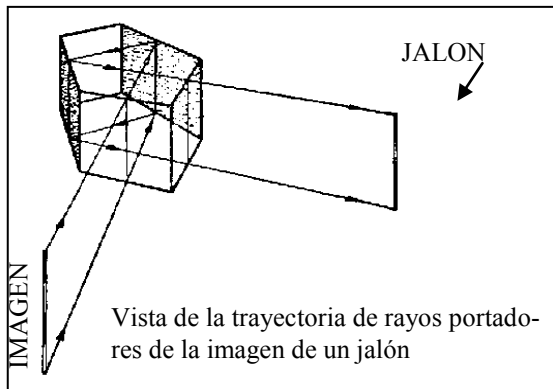
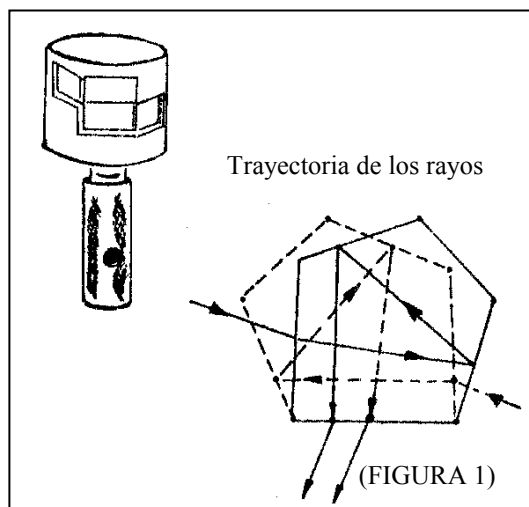


Figura L



## ESCUADRA ALINEADORA

Las escuadras alineadoras, también llamadas doble penta prisma, están constituidas por 2 penta prismas superpuestos e invertidos entre si (Fig. 1) de modo tal que 2 rayos incidentes desde ambos lados, emergerán hacia delante y superpuestos si el punto que se encuentra la escuadra pertenece a la línea que une los extremos observados, de tal manera que un operador puede intercalar un punto sobre una alineación determinada por jalones o señales sin requerir ayuda de otra persona. Sirven también para levantar o bajar perpendiculares a una alineación y también para prolongarla.



## USOS DE LAS ESCUADRAS

### ESCUADRA PENTAPRISMA

#### Caso de levantar una perpendicular a una alineación:

Teniendo una alineación realizada con jalones, y se desea levantar una perpendicular a la misma, se procede de la siguiente

manera:

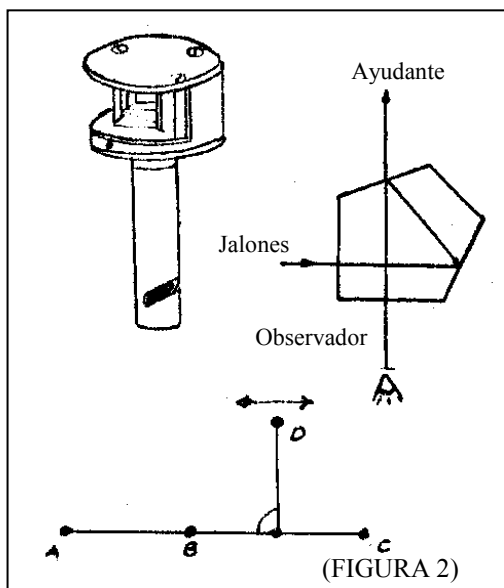
1) El operador con la escuadra se coloca aproximadamente en la línea desde la cuál desea levantar la perpendicular, dejando a su izquierda o derecha según sea, por lo menos 2 jalones de dicha alineación.

2) Un ayudante portando un jalón se traslada hasta el exterior de la línea del lado que se quiere determinar el punto.

3) El operador coloca la escuadra sobre la alineación observando a través del prisma que las imágenes de los 2 jalones se encuentren superpuestas, con la ayuda de la plomada y corriéndose en sentido longitudinal a la línea colocará la escuadra sobre el punto desde el cuál desea levantar la perpendicular.

4) En esta posición el operador observa por sobre la escuadra y en visión directa el jalón que porta el ayudante, haciendo señas para que este se desplace a izquierda o derecha en forma paralela a la alineación hasta lograr que su jalón quede sobre una misma línea con la imagen que se observa a través del prisma.

Logrando esto se indica al ayudante que proceda a clavar el jalón, quedando terminada la operación (Fig. 2).



### Caso de bajar una perpendicular a una alineación:

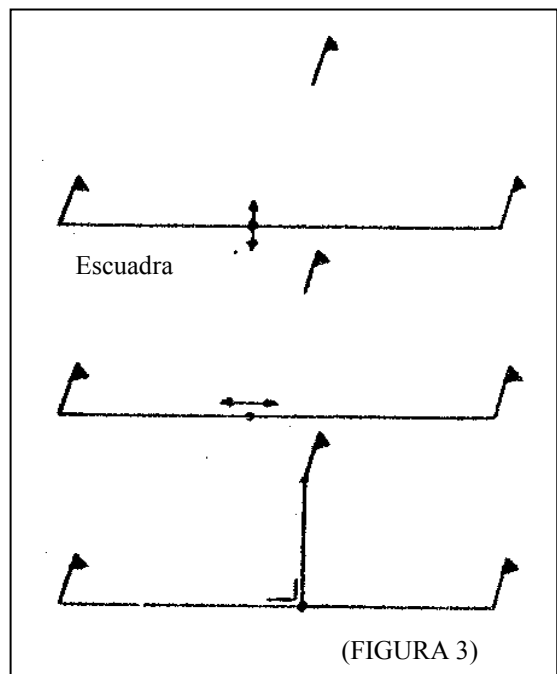
Este caso se presenta cuando se tiene un punto exterior a una alineación y se quiere determinar el pié de la perpendicular bajada desde dicho punto a la línea. Se procede de la siguiente manera:

1) Se coloca un jalón clavado sobre el punto exterior de la línea.

2) El operador con la escuadra se coloca sobre la alineación observando que las imágenes de 2 jalones consecutivos situados a su izquierda o derecha se encuentren superpuestas.

3) El operador siempre manteniendo la superposición de imágenes se correrá a izquierda o derecha hasta lograr que el jalón exterior (visto a ojo desnudo por sobre la escuadra) quede formando una misma línea con, las imágenes observadas en la escuadra.

4) En ese momento y con ayuda de la plomada marcará en el suelo el punto buscado, con lo que la operación queda terminada. (Fig. 3)



## ESCUADRA ALINEADORA DOBLE PENTAPRISMA

### Intercalación de puntos:

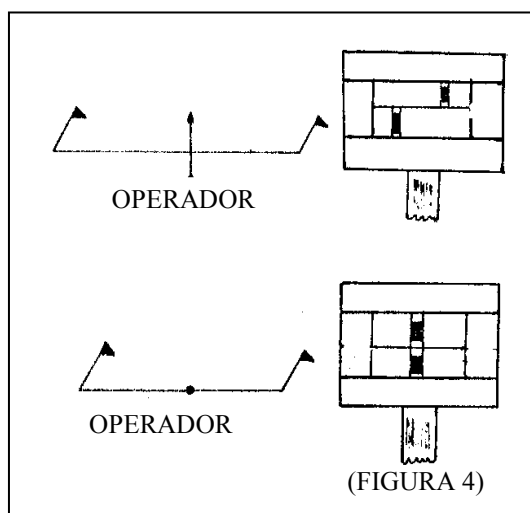
Este caso se presenta cuando teniendo una alineación de jalones intervisibles se quiere intercalar un punto que pertenezca a la misma. Se procede de la siguiente manera:

1) El operador con la escuadra alineadora se coloca aproximadamente sobre la alineación en el lugar donde se quiere intercalar el punto.

2) Observa por el instrumento las imágenes de 2 jalones, uno ubicado a la izquierda y otro a la derecha del mismo.

3) Caminando hacia adelante o hacia atrás tratará de que las imágenes observadas una en cada pentaprisma se superpongan formando una sola imagen vertical.

4) Logrado esto se estará ubicado sobre el punto buscado de la alineación, marcando entonces en el suelo con la ayuda de la plomada, quedando terminada la operación. (Fig.4)



### Levantar una perpendicular:

Desde un punto sobre la línea coloca-

mos uno exterior a ella, procedemos de la siguiente manera:

1) El operador con la escuadra alineadora se coloca sobre la alineación observando las imágenes de los jalones ubicados a ambos lados.

2) Una vez alineado se corre a izquierda o derecha hasta que con la ayuda de la plomada se ubica correctamente sobre el punto desde el cual se levantará la normal.

3) Un ayudante con un jalón se traslada hasta el exterior de la línea, del lado que se quiere determinar el punto.

4) El operador hace señas al ayudante para que se corra a derecha o a izquierda hasta lograr que el jalón que porta, observado a ojo desnudo coincida o quede superpuesto con las imágenes observadas en la escuadra.

5) Logrado esto se indica al ayudante que clave el jalón en ese punto, quedando concluida la operación.

### Bajar una perpendicular:

En este caso tenemos un punto exterior a una alineación y queremos determinar el pie de la perpendicular bajada desde este a la línea, procediéndose de la siguiente manera:

1) Se coloca un jalón en el punto exterior desde donde se desea bajar la perpendicular.

2) El operador con la escuadra se coloca sobre la alineación. Observando las imágenes de los jalones ubicados a ambos lados.

3) El operador se corre a izquierda o derecha sobre la alineación hasta lograr que el jalón exterior (observado a ojo desnudo) este sobre una misma línea con las imágenes observadas en la escuadra

5) En este momento se estará sobre el punto buscado y con la ayuda de la ploma-

da se marca en el suelo y coloca. Una señal (puede ser una ficha), quedando terminada la operación.

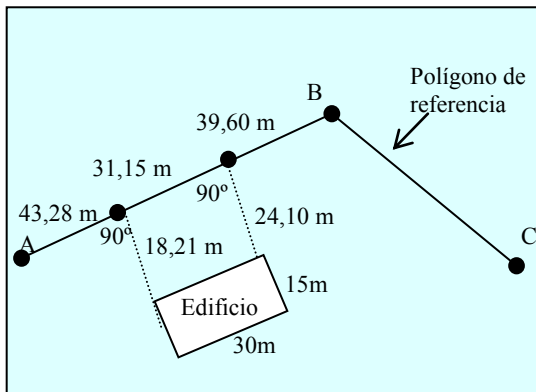
## LEVANTAMIENTO DE DETALLES

Cuando se trata de levantar detalles del terreno situados a distancia no muy lejana, resulta ventajoso hacerlo utilizando las escuadras de ángulos fijos.

Para ello se relacionan los puntos a fijar con líneas del terreno que pueden ser del polígono principal o de líneas auxiliares que se deben determinar con precisión.

Se coloca el operador sobre la línea de referencia y moviéndose hasta lograr bajar una perpendicular desde el punto a la línea.

Una vez logrado esto se miden las distancias desde el punto a la línea y por esta hasta el vértice del polígono.



Tratándose de edificios se deben tomar por lo menos dos puntos como mínimo.

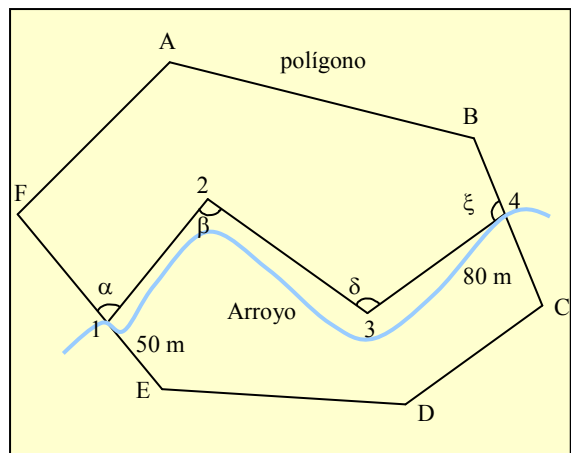
## POLIGONOS AUXILIARES

Cuando realizamos un trabajo Topográfico de campaña generalmente nos referimos a un sector de terreno, el que determinamos por medio de un polígono que lo define y delimita.

En algunos casos es necesario valerse de polígonos auxiliares al solo efecto de efectuar relevamientos de detalles, ya sean árboles, molinos, cursos de aguas, caminos, etc. En este caso reciben el nombre de extrapoligonales, estas pueden ser abiertas o cerradas.

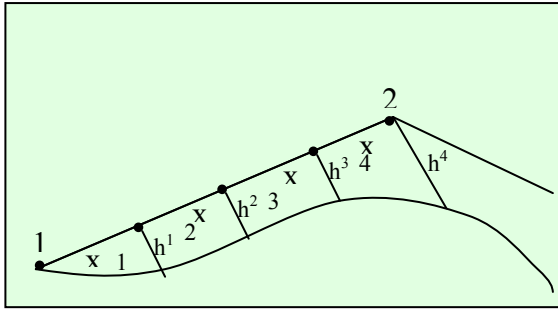
## LEVANTAMIENTO DE UN CURSO DE AGUA

En un típico trabajo de campaña, casi siempre se debe utilizar una poligonal auxiliar para su relacionamiento. Supongamos que el arroyo atraviesa nuestro terreno y necesitamos determinar su trayectoria dentro del predio.



Planteada la situación del gráfico anterior procedemos a fijar los puntos 1 y 4 de entrada y salida del arroyo, tomando las medidas 1-E y 4-C.

Para determinar la trayectoria desde 1 hasta 4 se marca una poligonal midiéndola en longitudes y ángulos y señalándolas sobre el terreno por medio de jalones bien visibles.



Así queda definido el polígono 1-2-3 y 4 con sus ángulos  $\alpha, \beta, \delta$  y  $\epsilon$ .

Luego comenzando desde 1 hasta 2 se procede de la siguiente manera:

a) A distancias iguales X entre 10m y 50m, se bajan perpendiculares desde el arroyo, obteniéndose las alturas  $h_1, h_2, h_3$  y  $h^4$ .

Si es necesario las distancias X se pueden variar, solo se sugiere que sean iguales para facilitar el dibujo y el cálculo posterior.

b) Se procede así con los otros dos lados que restan.

Con estos datos se podrá dibujar en un plano la trayectoria del arroyo. Si es necesario hacer un cálculo aproximado de la superficie entre el polígono y el arroyo se consideran los distintos tramos del arroyo como rectos y se tendrán triángulos y trapecios que en nuestro ejemplo se resuelven así:

$$\text{Sup. 1} = \frac{x + h^1}{2}$$

$$\text{Sup. 2} = x \frac{(h^1 + h^2)}{2}$$

$$\text{Sup. 3} = x \frac{(h^2 + h^3)}{2}$$

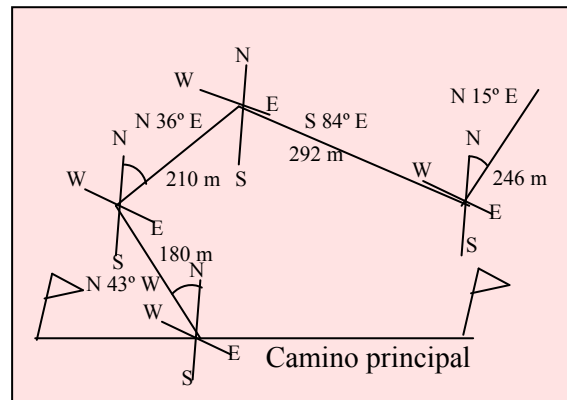
$$\text{Sup. 4} = x \frac{(h^3 + h^4)}{2}$$

Sumando estos 4 valores tenemos la Superficie total para el lado 1 – 2.

## LEVANTAMIENTO DE UN CAMINO

Este relevamiento se podrá hacer con distintos niveles de precisión de acuerdo al fin que se persigue.

Se deben tener elementos capaces de medir ángulos y distancias. En nuestro caso haremos el relevamiento midiendo con brújula, determinando los rumbos de los distintos tramos del camino y con cinta métrica para las longitudes.



Se comienza desde el eje del camino principal y se va midiendo sobre el eje del camino a relevar. Con la brújula se toma el rumbo del primer tramo que este caso es N 43° W, es decir que la línea forma un ángulo desde el Norte hacia al Oeste de 43°. Y se toma la medida de la longitud del tramo o sea 180m.

Al llegar al próximo vértice se toma el rumbo del nuevo tramo y su medida lineal.

Con estos datos se podrá dibujar el recorrido del camino y su longitud.

Este relevamiento se podrá hacer con distintos niveles de precisión de acuerdo al fin que se persigue.

## NIVELES DE BURBUJA

La invención de este importantísimo instrumento se remonta al año 1666, y se debe al físico de origen Francés. Thevenot.

Son muy utilizados en Topografía, en forma individual o como parte integrante de aparatos más complejos como teodolitos, niveles, brújulas, planchetas, etc.; siendo su misión fundamental la de determinar la dirección horizontal por medio de la superficie libre de un líquido en reposo, es decir que actúa influenciado por la acción gravítica terrestre.

Reciben en general la denominación de niveles de aire o de burbuja, siendo los más usuales los tóricos y los esféricos, denominación que reciben debido a su construcción y forma geométrica.

## NIVELES TORICOS

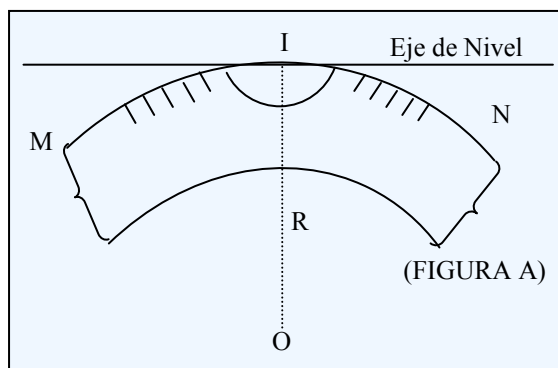
Este nivel se compone de un tubo de cristal ligeramente curvado, cerrado en sus extremos y lleno casi totalmente de un líquido muy fluido, como éter sulfúrico, alcohol, bencina, etc.

La forma de la superficie del tubo es la conocida como superficie tórica o anular, que es la engendrada por un círculo que gira alrededor de una recta que actúa de eje y no la corta. De la generación de esta superficie se deduce que cualquier plano que cruce por el eje de rotación corta a la superficie interior del tubo según un círculo. También se deduce que cualquier plano normal al eje cortará a la superficie tórica según dos círculos concéntricos que reciben el nombre de paralelos, el exterior que

sea de mayor diámetro obtenible se define como paralelo máximo o ecuador del nivel, cuando este plano sea tangente a la superficie generará solo un círculo. El radio de curvatura del nivel es la longitud medida desde el eje de rotación hasta el círculo del paralelo máximo.

En la figura A se observa exagerando su curvatura, un esquema de nivel tórico. Sea en la figura A la sección MN longitudinal del nivel, O el centro de la circunferencia a que pertenece el arco MN, en el punto medio del mismo. La tangente en I al arco MN es el eje de nivel y solo se dice que el nivel está centrado o calado cuando este eje es horizontal, en ese momento el centro de burbuja coincide con el centro del nivel.

Con el objeto de poder observar los movimientos de la burbuja respecto del



centro de nivel, el tubo lleva trazos labrados transversales equidistantes, en los aparatos modernos están a 2 mm entre si, y en general en los antiguos a 2,26 mm llamadas líneas de París, en los niveles corrientes faltan en el medio algunas divisiones para facilitar la colocación de la burbuja simétricamente respecto al centro de aquellas.

## SENSIBILIDAD DEL NIVEL TÓRICO

El radio de curvatura debe ser constante en toda la longitud del nivel, esto es lo que se supone en teoría y lo que se persigue en la construcción.

El hecho de que la burbuja se desplace del centro de nivel implica que el centro de burbuja recorre un arco sobre el paralelo máximo. Siendo "a" el arco desplazado, R el radio de curvatura tendremos que:

$$\alpha = a / R. \rho''$$

$\rho'' = 206.267$ , siendo este el valor de transformación de un ángulo medido en radianes a su correspondiente en sexagesimal.

**El ángulo de inclinación del eje de nivel correspondiente a un desplazamiento de una división se llama sensibilidad del nivel.**

Un nivel será más sensible cuando menor sea el ángulo  $\alpha$  generado por el desplazamiento de la burbuja una división.

Existen aparatos especiales para determinar el valor de esa sensibilidad, como los examinadores de niveles de Sickler y de Gauss, para su utilización es necesario tener el nivel suelto, es decir desmontado, si formara parte de un instrumento mayor.

Cuando están colocados en los aparatos topográficos debemos aplicar métodos adecuados para que sin tener que retirar el nivel de su lugar, poder determinar el valor de la sensibilidad.

## NIVEL ESFERICO

Estos niveles son de poca sensibilidad y su uso se restringe a tareas donde no es necesario gran precisión. Son de cómodo uso y menos engorrosos que los tóricos y se los utiliza especialmente para hacer una

primera y rápida nivelación de algunos aparatos, para poner verticalmente una mira de nivelación, etc.

El nivel está compuesto por una caja cilíndrica cerrada superiormente por una tapa de cristal, cuya cara interior está dispuesta en forma de superficie esférica, en su interior contiene un líquido muy fluido (éter, bencina, etc.) que no llena por completo con el objeto de dejar un pequeño espacio o burbuja de aire que va siempre a ocupar la parte más alta del casquete esférico.

Sobre el cristal y en su parte esférica lleva grabado uno o varios círculos concéntricos que sirven para facilitar el centrado de la burbuja y para determinar la sensibilidad del nivel.

Cuando la burbuja se encuentra centrada el plano tangente a la superficie esférica en ese punto es horizontal.

Igual que los niveles tóricos los esféricos están provistos de tornillos que permiten su corrección comúnmente denominados tornillos propios del nivel.

## PLANO TOPOGRÁFICO

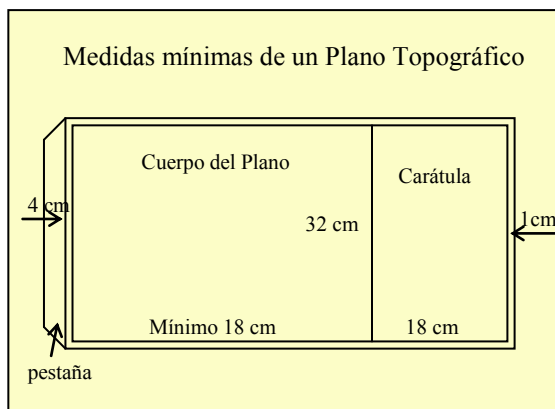
Un plano topográfico es la representación gráfica de los elementos y formas que sobre el terreno definen hechos físicos que son representados en forma geométrica.

El gráfico se dibuja en proyección ortogonal, son las inscripciones y números que en el colocamos, los que proporcionan la información que aclara la medidas líneas, ángulos, alturas, cotas, situaciones superficiales, etc. El plano esta compuesto de una parte gráfica o cuerpo del plano y la carátula. La parte gráfica contendrá en general lo siguiente: a) El norte geográfico que se indicará hacia arriba de la hoja. b)

Indicar la escala c) Dibujos de polígonos que definan parcelas territoriales con sus correspondientes medidas. d) Situación y nombre de todos los linderos con su nomenclatura Catastral correspondiente. e) Una información completa del área relevada. f) Todos los elementos geométricos y trigonométricos que sean de interés.

La carátula sintetiza la información legal y de dominio del predio tratado. Ella comprende la referencia completa de la jurisdicción política administrativa en la que se encuentra el inmueble, el nombre y apellido del titular o titulares del dominio, definición de la nomenclatura según título, firma de los propietarios y profesionales actuantes con aclaración de documentos y matrículas, espacios para sellos de las reparticiones intervinientes, croquis de ubicación del trabajo.

La carátula se dispondrá en el ángulo inferior derecho del plano de modo tal que al ser doblado para su archivo quede a la vista facilitando su individualización.



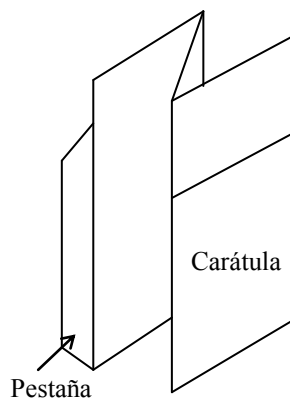
Las dimensiones de los planos serán las siguientes: altura mínima 32 cm y un máximo de 96 cm, en medidas intermedias será múltiplo de 16 cm. en ancho la medida mínima será de 40cm compuesta así, 18 cm de carátula, 18 cm de cuerpo del plano y

4 cm para pestaña de archivo, de acuerdo a las necesidades se agregarán múltiplos de 18 cm hasta un máximo de 112 cm.

Estas medidas se adoptan para estandarizar las formas de modo que faciliten el doblado para su archivo, y que por su tamaño sean manejables. En caso de que las superficies a tratar fueran muy grandes se podrán confeccionar más de un plano los que se relacionarán entre sí.

## DOBLADO DE LOS PLANOS

Con el propósito de facilitar su manejo en cuanto a su archivo y posterior consulta los planos se doblarán primero en el sentido vertical dejando la carátula al frente y doblando cada 18 cm y así sucesivamente hasta dejar que la pestaña sobresalga a la izquierda, si por resultar un número par de pliegues no se logra esta situación se agregará un doblado adicional de la última y se deja la pestaña afuera.



Una vez en esta situación se doblará en horizontal hacia atrás comenzando desde arriba.



## ESCALA NUMERICA

En un plano realizado a escala las medidas lineales son proporcionales a las del terreno, manteniéndose igual el valor de los ángulos. La relación esta dada por la escala E.

$E = P / T = \text{medida del plano} / \text{medida del terreno}$

De aquí surgen las relaciones que nos permiten pasar de una magnitud tomada en el terreno a su correspondiente en el plano y viceversa.

Si la relación fuera de 1 / 1000 quiere decir que una unidad de el plano corresponda a mil unidades del terreno, o sea 1 cm de plano = 1000 cm de terreno, si fuera 1 / 25.000, 1 mm de plano representaría 25000 mm de terreno.

Las dos escalas nombradas deben leerse así 1 a 1000 y 1 a 25000.

Los dibujos realizados en escalas que van desde la escala natural o sea 1: 1 hasta 1: 5000 generalmente reciben el nombre de planos, de 1: 5000 a 1: 500000 cartas topográficas y de 1: 500000 a más se llaman mapas.

## ESCALA GRAFICA

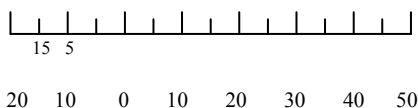
El papel en que se dibuja el plano se encoge o estira según sean las condiciones de temperatura y humedad del ambiente, o sea que la relación de escala original se podrá ver afectada por esta circunstancia si se tratara de dibujos de alguna precisión, este inconveniente puede ser salvado si al ejecutarlo se incluye una escala gráfica en el mismo ya que esta sufrirá variaciones idénticas a las del dibujo porque estará colocada sobre el mismo papel. Escala gráfica es un segmento dividido en distancias de

mapa correspondientes a ciertas unidades de longitud del terreno.

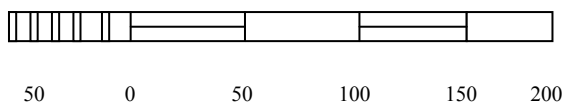
En estas escalas siempre debe aparecer la unidad de medida empleada escrita sobre ella.

Las relaciones existentes entre las

Escala en metros



Escala en kilómetros



longitudes del terreno y las correspondientes sobre el plano son similares a las ya explicadas para las escalas numéricas.

## LIMITE DE PERSEPCION VISUAL

Recibe el nombre de límite de la percepción visual al ángulo mínimo más allá del cual el ojo humano no puede separar 2 objetos distintos sino que los ve juntos y confusos como si fuera uno solo.

Si se pintan 2 discos blancos iguales sobre fondo oscuro y se colocan a cierta distancia aparecen como dos puntos separados, pero si acercamos uno al otro llegará un momento en que el ojo no verá dos puntos blancos sino uno solo al ser incapaz de separarlos, si en ese momento se mide el ángulo formado por cada uno de los puntos y el centro de la pupila veremos que para un ojo normal será de 90''.

Para la distancia optima de visión distinta  $d = 30\text{cm}$ . no podemos ver separados a dos puntos situados a  $0,1\text{ mm}$  uno del otro.

Para adoptar la escala tomamos el valor de  $0,2\text{ mm}$  como el menor valor perceptible entre dos puntos. Si trabajamos con una escala  $1: 5000$  los  $0,2\text{ mm}$  del dibujo representan en el terreno:

$$5.000 \times 0,2\text{ mm} = 1.000\text{ mm} = 1\text{m}.$$




















Se entenderá entonces que dos puntos del terreno separados entre sí por  $< 1\text{ m}$  tendrán su representación en un solo punto o dicho de otra manera, al levantar o vincular puntos del terreno estos podrán ser determinados con una vacilación igual o menor de  $1\text{m}$ , que resultará imperceptible en el plano. Este análisis se debe hacer siempre que se desea adoptar la escala de dibujo, de modo que los detalles de menor longitud que sean de interés puedan ser representados.

### SIGNOS CONVENCIONALES

Estos signos son los que permiten reconocer sobre el plano ciertos elementos o accidentes del terreno, tales que en forma gráfica facilitan la interpretación de datos.

#### Signos a utilizar en los planos Topográficos

- F.L.T.M. Futura Línea Teórica Municipal
- L.T.M. Línea Teórica Municipal
- L.E.E. Línea Edificación Existente
- L.E.M. Línea Edificación Municipal
- S. / M. Según Mensura
- S. / C. Según Catastro
- S. / T. Según Título
- S. / P. Según Plano
- L.L. Línea Legal
- MZ. Manzana Catastral

- CC Cordón Cuneta
-  Parcela Catastral
-  Mojón de Hormigón encontrado
-  Mojón de Hormigón colocado
-  Poste de Hormigón
-  Mojón de madera encontrado
-  Mojón de madera colocado
-  Mojón de Hierro
-  Poste esquinero
-  Punto Fijo
-  Cerco de madera
-  Alambrado
-  Vías del Ferrocarril
-  Barranca
-  Puente
-  Medianera
-  Construcción de madera (Cubierta)
-  Construcción de madera (Semi-cubierta)
-  Construcción de mamposteria (Cubierta)
-  Construcción de mamposteria (Semi-cubierta)

### EL CATASTRO PARCELARIO TERRITORIAL

El Catastro Territorial tiene como objeto realizar un inventario de la riqueza inmobiliaria de una zona o región dentro de una jurisdicción determinada. Debemos tener en cuenta que un inventario es la descripción o relación ordenada de los bienes de alguien.

Catastro Parcelario Territorial es la registraci3n ordenada y detallada de todas las parcelas que integran todo el territorio a catastrar.

La parcela catastral debe ser descripta en sus tres aspectos fundamentales:

- a) Físico: Se refiere a su forma y dimensiones.
- b) Jurídico: Propietarios, Títulos y derechos reales en general que a ella se apliquen.
- c) Económico: Se refiere a su valoraci3n y sus mejoras sobre la superficie (edificios, cultivos, etc.) y en el subsuelo si las hubiera.

## REGISTRACION PROVINCIAL Y MUNICIPAL.

Es en la Direcci3n de Catastro Provincial donde la Parcela nace a la vida jurídic, donde se conserva o modifica y donde se extingue.

Esta evoluci3n se basa en constataciones fehacientes que se realizan sobre el terreno por medio de mediciones y que se exteriorizan en forma gráfic, por medio del plano de mensura. En él se definen geométricamente las parcelas con sus medidas lineales y angulares, también se le otorga a cada una la nomenclatura catastral que le corresponde, y que en ningún caso podrá repetirse en otra aunque esta desaparezca por divisi3n o unificaci3n de parcelas.

Uno de los objetivos es tener una categ3rica apreciaci3n de la riqueza inmobiliaria del sector a que se refiere, y en base a estos datos se definen la valorizaci3n con fines tributarios. De hecho que el organismo Catastral es la repartici3n que centraliza toda la Actividad parcelaria y es de donde debemos recurrir para obtener informaci3n Cartográfic, de toda la regi3n,

desde mapas Provinciales hasta planos manzaneros urbanos de cualquier ciudad.

Las Municipalidades tienen su propia área o secci3n Catastral con fines de organizar la tributaci3n de tasas, es un registro que se basa en el “nacimient” de parcelas que tiene su origen en el 3rgano Provincial.

Esta registraci3n posibilita una mejor distribuci3n de las cargas fiscales ya que las tasas son mejor valorizada en base a superficies, medida y mejoras de las parcelas.

En la Provincia de Misiones la nomenclatura Catastral est3 compuesta por varios caracteres, por ejemplo:

Dep. 06 Municipio 30 Secc. 10 Mz. 21 Parc. 08.

## GONIOMETROS

Ángulos:

Recibe el nombre de ángulo la porci3n del plano comprendida entre 2 semirrectas que se cortan, podrá asumir un valor máximo igual al de un giro completo y cualquiera de los intermedios hasta llegar a cero. Las magnitudes angulares son medidas en los sistemas, sexagesimal, centesimal o radian y para determinarlas se utilizan instrumentos que reciben el nombre de goni3metros lo que significa “medidor de ángulos”.

## CLASIFICACION DE LOS GONIOMETROS

Se clasifican en:

- a) Goni3metros de ángulo fijo.
- b) Goni3metros de ángulos variables.

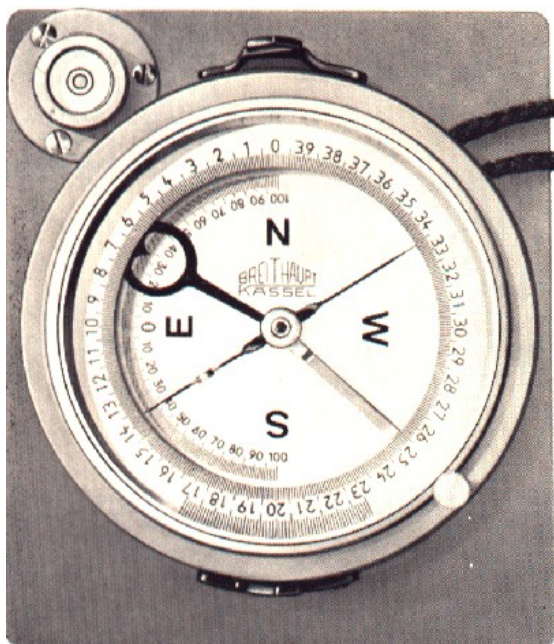
De ángulo fijo: Son aquellos que por su construcción permiten la medición o replanteo de ángulos de una magnitud determinada 30°, 45°, 90°, 135°, etc. a este grupo pertenecen las escuadras de espejos, de pínulas, de prismas, de tambor, etc.

De ángulo variable: Son aquellos que permiten la medición o replanteo de ángulos de cualquier magnitud solo limitada por la precisión del aparato, pertenecen a este grupo los teodolitos, brújulas, estaciones totales, etc.

## BRUJULAS

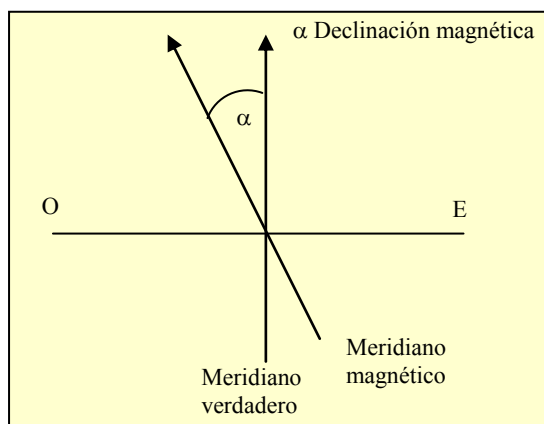
Este es un instrumento Topográfico destinado a determinar la línea Norte – Sur magnética. Rara vez esta línea coincide con el Meridiano geográfico, si se desea determinar este se deben efectuar correcciones por “declinación”.

Las partes esenciales del aparato son: una caja con un limbo graduado en sentido inverso al giro de las agujas del reloj (sinistram) de 0° a 360°.



En algunos casos el limbo se gradúa de 0° a 90° en ambos sentidos desde el norte y desde el sur, una aguja imanada que gira libremente sostenida por un eje muy fino y de poco rozamiento es la que indica la dirección Norte- Sur. Un sistema de apuntamiento o línea de mira y en algunos casos un visor para hacer las lecturas.

La variación angular que registra la aguja con respecto al meridiano se llama “declinación magnética”



Esta declinación es variable para distintos puntos sobre la tierra, aún a pequeñas distancias esta variación es notable. Tiene también las características de ser cíclica, y variable con el paso del tiempo, es como un péndulo que pasa de valores negativos a positivos, una oscilación completa se puede verificar de 40 a 80 años aproximadamente, se debe tener en cuenta esto cuando se efectúa una determinación geomagnética y se la compara con otra hecha en el mismo punto pero algunos años antes.

El campo magnético terrestre produce una inclinación de la aguja en sentido vertical, la que es compensada por un contrapeso que se coloca en la misma aguja.

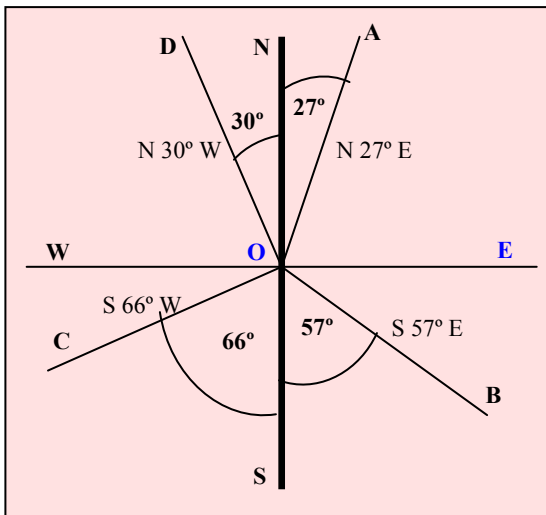
En algunos casos las brújulas van provistas de un anteojo como sistema de apun-

tamiento que le da mayor precisión, en este caso van montadas sobre un trípode.

### RUMBOS DE LINEAS TOPOGRAFICAS

Recibe el nombre de rumbo, el ángulo agudo que forma una línea del terreno con el meridiano.

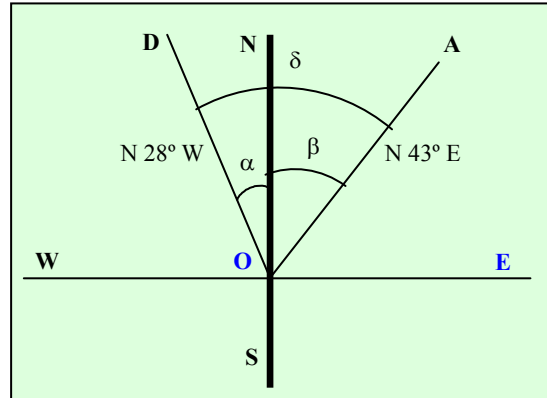
La ubicación de la línea de acuerdo al cuadrante en que se encuentre recibirá la denominación de Noreste o Noroeste, si se toma desde el Sur será Sureste o Suroeste.



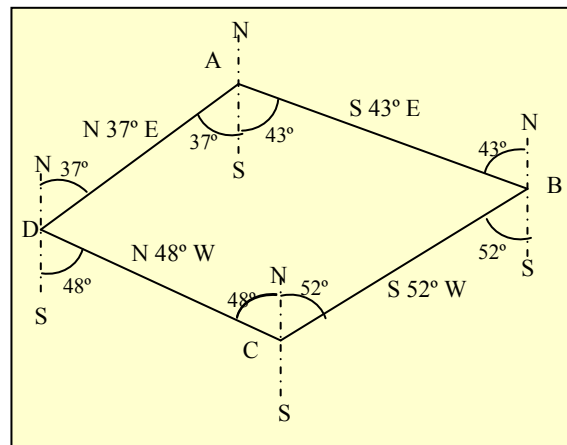
En el ejemplo de la figura nos representa al meridiano y cuatro lados que tienen su origen en O. El rumbo se mide comenzando desde el norte o el sur hasta encontrar el lado considerado. En el O-A el ángulo es de 27° y se escribirá N 27° E, en el O-B será S 57° E, en el O-C es S 66° W y en el O-D tiene rumbo N 30° W. Aquí se observa porque es un ángulo agudo ya que si supera 90° pasa al otro cuadrante y se medirá desde el otro extremo del meridiano. Si la línea es coincidente con el meridiano se escribirá N 0° o S 0°.

### MEDICION DE ANGULOS CON BRUJULA

Podemos determinar el valor del ángulo que forman 2 líneas si previamente medimos sus rumbos.



El ángulo que forma las líneas OD y OA será igual a la suma de los ángulos  $\alpha$  y  $\beta$ . Por lo tanto  $\delta = \alpha + \beta \therefore \delta = 28^\circ + 43^\circ$   
 $\delta = 71^\circ$ . Cuando se trata de un polígono abierto o cerrado se procede de igual manera, veamos el siguiente ejemplo para uno cerrado.



Sabemos que las líneas N – S que representan los Meridianos son paralelas entre si, los lados son transversales que las

atravesan, podemos marcar así los ángulos alternos internos entre paralelas.

Cálculos de los ángulos interiores:

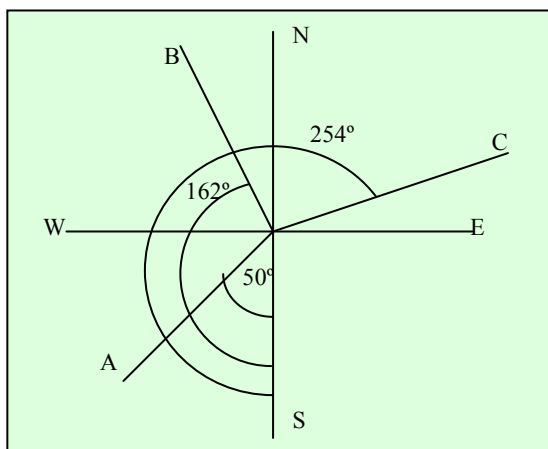
$$\begin{array}{rcl}
 A = 37^\circ + 43^\circ & = & 80^\circ \\
 B = 180^\circ - (43^\circ + 52^\circ) & = & 85^\circ \\
 C = 48^\circ + 52^\circ & = & 100^\circ \\
 D = 180^\circ - (37^\circ + 48^\circ) & = & 95^\circ \\
 \hline
 & & 360^\circ
 \end{array}$$

Sabemos que en todo polígono cerrado la suma de los ángulos internos es igual a  $180^\circ \cdot (n - 2)$  siendo  $n$  el número de ángulos.

En nuestro caso  $180^\circ \cdot 2 = 360^\circ$  por lo tanto el control de cierre se verifica como correcto.

### ACIMUT

Es un parámetro orientativo de la ubicación de un lado de un polígono respecto del meridiano, podemos definirlo como “el ángulo que forma una línea con el meridiano medido desde el Sur en el sentido de giro de las agujas del reloj”, podrá asumir cualquier valor de  $0^\circ$  a  $360^\circ$ .



A partir del acimut podemos calcular el rumbo y viceversa. Si tenemos el valor  $A = 254^\circ$  el rumbo será:

$254^\circ - 180^\circ = 74^\circ$  o sea N  $74^\circ$  E, porque  $254^\circ$  se encuentra en ese cuadrante. Teniendo el rumbo S  $28^\circ$  E el  $A = 360^\circ - 28^\circ = 332^\circ$ .

### GONIOMETROS DE ANTEOJO

Existen instrumentos que están equipados con anteojos topográficos, este aditamento permite trazar visuales largas con gran precisión. Los goniómetros de anteojo son casi todos de ángulos variables.

### ANTEOJO TOPOGRAFICO

El anteojo topográfico es una variante del anteojo astronómico inventado por Kepler en 1611, esa fue una versión rudimentaria que daba imagen invertida, este hecho se lo consideró un grave defecto, el mismo Kepler ideó otro de imagen directa.

Los instrumentos modernos poseen anteojos que se basan en esos principios ópticos. Repasaremos algunos conceptos de óptica respecto de las lentes antes de tratar el anteojo en sí.

### LENTE

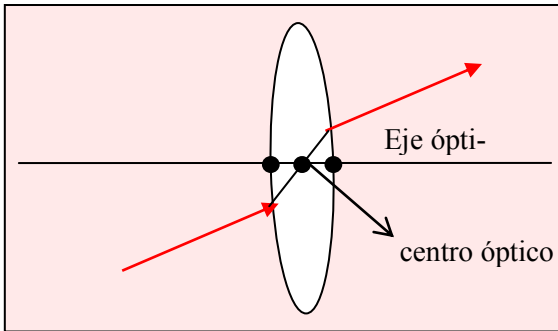
Se entiende por lente a un cuerpo refringente limitado por dos superficies esféricas, en el caso de una lente sencilla a ambos lados de las superficies esféricas habrá aire. Pueden ser divergentes o convergentes.

### EJE OPTICO

La línea que une el centro de las superficies esféricas que forman ambas caras recibe el nombre de eje óptico de la lente.

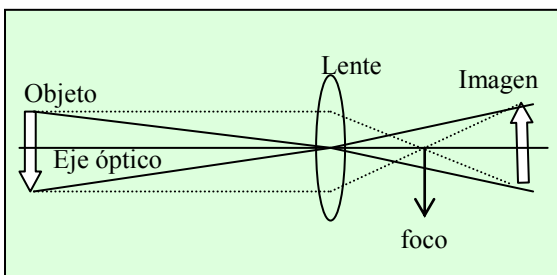
## CENTRO OPTICO

Es el punto sobre el eje óptico por el cuál pasa todos los rayos que emergen paralelos al rayo incidente.



## FOCO DE LA LENTE

Recibe el nombre de foco de la lente el punto sobre el eje óptico en el cuál se forma la imagen de un objeto situado en el infinito.



Todas las imágenes de los objetos perpendiculares al eje óptico son también perpendiculares al mismo eje.

Un rayo incidente que coincide con el eje óptico emerge de la lente sin sufrir desviaciones.

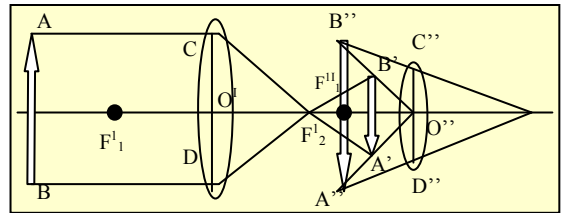
## SISTEMA DIOPTRICO CENTRADO

Recibe este nombre una sucesión de medios refringentes limitados por superfi-

cies esféricas (lentes) cuyos centros ópticos se encuentran alineados y sus ejes ópticos coincidentes.

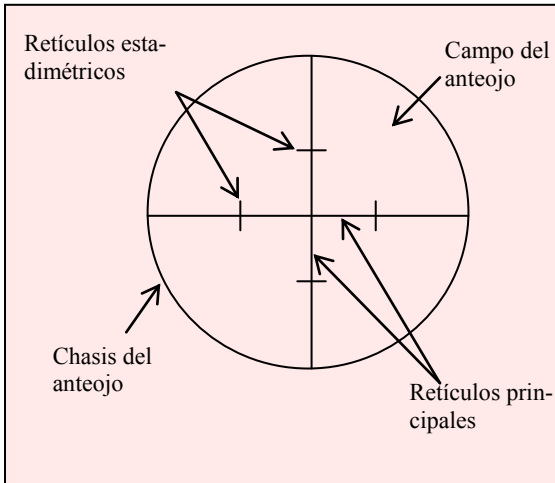
## ANTEOJO ASTRONÓMICO

Está compuesto por lentes convergentes montadas sobre un chasis cilíndrico que forman el anteojo. Analizaremos la marcha de los rayos de un objeto AB.



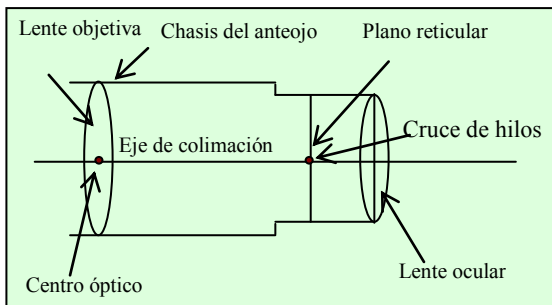
Siendo AB el objeto situado a cierta distancia; CD la lente objetiva que da la imagen real e invertida en A' B'. La lente ocular C''D'' está colocada de modo que la imagen A' B' caiga entre ella y el foco F<sub>1</sub>''. La imagen A' B' se podrá considerar como objeto para la lente C'' D'', la cuál da una imagen virtual también invertida del objeto. Se puede observar en esto que cuando menor sea la distancia focal de la lente objetiva mayor será la imagen A' B' y que disminuyendo la distancia focal de la lente ocular mayor será la imagen virtual A'' B''.

Para que la imagen A' B' pueda ser vista por la lente ocular, se debe tomar a una distancia exacta ubicada entre la lente y su foco F<sub>1</sub>'', a esta posición se la denomina "plano reticular" porque precisamente allí se colocan los retículos que sirven como guía de apuntamiento.



Cuando la imagen no se forma sobre el plano reticular no se observa claramente, esta situación recibe el nombre de “error de paralaje”.

Por el cruce de los hilos del retículo pasa el eje de colimación, este eje queda definido por dos puntos que son: el cruce de los hilos de los retículos y el centro óptico de la lente objetiva.



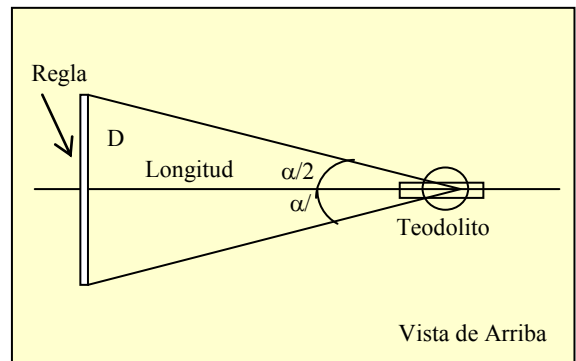
El apuntamiento es el acto de hacer pasar el eje de colimación por la imagen del objeto.

## MEDICION OPTICA DE DISTANCIAS

Las distancias se pueden medir en forma indirecta utilizando un instrumento

que posea un anteojo con hilos taquimétricos, esto se logra al visar bajo un ángulo muy pequeño una mira distante perpendicular a la visual y situado en el mismo plano de dicho ángulo.

Este ángulo puede ser fijo y entonces se mide el sector de mira comprendida por aquél o bien se fija un sector de mira determinado y se mide el ángulo. Este procedimiento se llama en general taquimetría, para esto se usa una regla horizontal de longitud fija que se ubica sobre un trípode que lleva un nivel para colocarla horizontal, se centra el trípode sobre la estación, en el otro extremo de línea a medir se coloca un teodolito y se mide el ángulo que forman los dos extremos de la barra, luego por trigonometría se calcula la distancia.

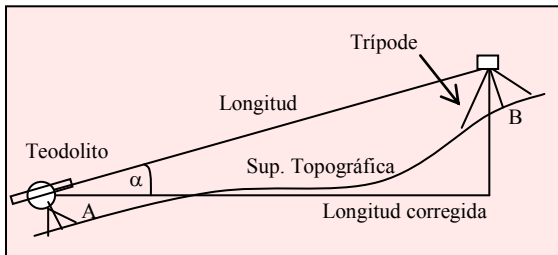
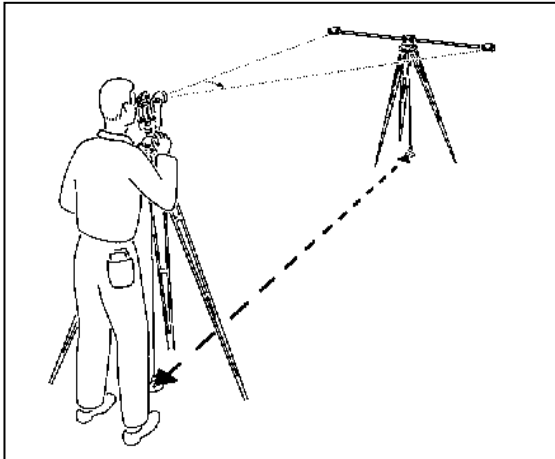


$$\cotg \frac{\alpha}{2} = \frac{L}{\frac{D}{2}} \text{ si } D = 2m \text{ queda}$$

$$\cotg \frac{\alpha}{2} = L$$

El ángulo horizontal es independiente de la inclinación de la visual por lo tanto la distancia medida será la que va en línea recta desde el teodolito a la mira, aunque sea inclinada.





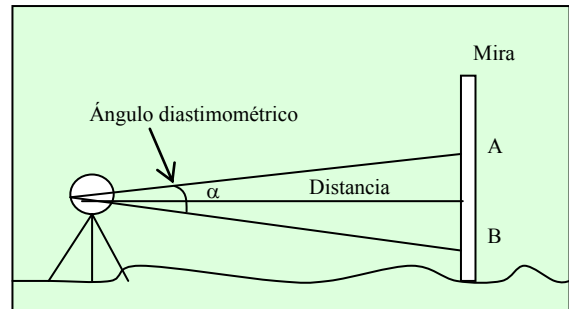
Para la mayor parte de las aplicaciones las distancias inclinadas se reducen al horizonte. Por lo tanto si se desea la medida horizontal entre A y B se deberá medir el ángulo vertical  $\alpha$  y corregir la longitud.  
 Longitud corregida =  $L \cdot \cos \alpha$

## METODO ESTADIMETRICO

Este método para medir distancias se basa en que el anteojo tiene un pequeño ángulo fijo situado en el plano vertical y la longitud que este ángulo subtende se lee sobre una mira graduada colocada verticalmente en la estación que se observa. Bajo ciertas condiciones este método es muy útil y reemplaza en rapidez a la cinta métrica.

Para operar es necesario tener un anteojo con dos hilos horizontales en su retículo llamados hilos estadimétricos, y una mira graduada llamada, mira estadimétrica.

El procedimiento consiste en observar con visual horizontal la posición aparente de los hilos estadimétricos sobre la mira colocada en posición vertical, este sector de mira es proporcional a la distancia entre el anteojo y la mira, en los instrumentos modernos la relación entre la distancia y el intervalo estadimétrico es 100.



La distancia se obtiene multiplicando el sector de mira AB por K siendo K la constante estadimétrica.

Cuando se dispone de un instrumento del cuál no conocemos el valor de la constante K se la puede determinar en forma práctica colocando el aparato y la mira a una distancia conocida, se efectúa la lectura del sector de mira y de la fórmula  $D = AB \times K$  se despeja K que el valor a determinar, resultando  
 $K = D / AB$ .

## ANALISIS DE LA MEDICION ESTADIMETRICA

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

de mira interceptada por los mismos, es la lectura de mira.

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

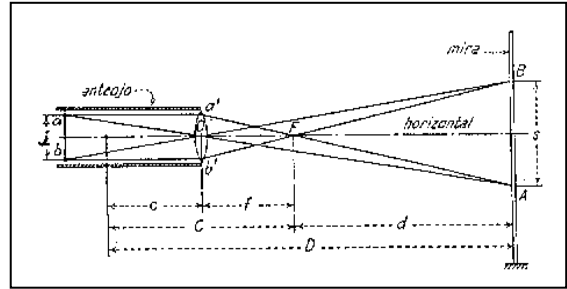
Supongamos que  $aa'$  y  $bb'$  son rayos paralelos procedentes de los hilos estadiométricos  $a$  y  $b$ . el punto  $F$  es el foco principal, por el cuál pasarán estos rayos después de atravesar el objetivo;  $f$  es la distancia focal del objetivo, y los rayos emergentes tomarán, respectivamente,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

Como todos los rayos procedentes de un punto concurren en un foco al otro lado del objetivo, se deduce que los rayos que parten de  $a$ , uno de los cuales pasa por  $O$  y otro por  $F$ , se encontraran en un foco  $A$ , y como la inversa también es cierta, se tiene que rayos procedentes de  $A$  y que pasen por  $F$  y por  $O$  se encontrarán en un foco  $a$ . los pares de puntos tales como  $a$  y  $A$  o como  $b$  y  $B$  se llaman focos conjugados, y sus distancias al centro óptico del objetivo, medidas sobre el eje óptico, reciben el nombre de distancias focales conjugadas.

Como  $ab = a'b'$ , de los triángulos semejantes  $F a' b'$  y  $FAB$  resulta:

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

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



$d = (f / i)$ .  $S = Ks$ , donde  $K = f / i$  se denomina coeficiente diastimométrico, que es constante para cada instrumento mientras no varíen sus condiciones de montaje.

De este modo, la distancia entre el foco principal y la mira para una visual horizontal se obtiene multiplicando la lectura de mira por el coeficiente diastimométrico.

La distancia horizontal desde el centro del teodolito o del nivel a la mira será:

$D = Ks + (f + c) = Ks + C$  donde  $C$  es la distancia entre el centro del instrumento y el foco principal y se la conoce como constante aditiva o instrumental.

Los anteojos modernos son de enfoque interior de tal modo de que  $C$  es 0, por lo tanto  $D = K.s$ , lo que simplifica el trabajo.

## TEODOLITO

Cuando se trata de medir sobre el terreno el valor angular de 2 direcciones que concurren a un punto es necesario contar con un instrumento capaz de hacerlo. Estos aparatos reciben el nombre de Goniómetros.

El teodolito es un goniómetro de ángulo variable, con el se pueden hacer mediciones angulares horizontales y verticales de cualquier magnitud. Tal como se lo conoce hoy el teodolito fue construido en el año 1730 por un mecánico Inglés llamado Sisson, dicho aparato tenía las características de los actuales teodolitos no repetido-

res en 1804 el Alemán Reichenbach construyó el primer teodolito repetidor con anteojo fijo.

Los principios básicos se han mantenido en los aparatos modernos, solo que ahora ofrecen mayor precisión y funcionalidad.

## DESCRIPCION DEL TEODOLITO

### a) Trípode

En condiciones operativas el aparato está colocado sobre un trípode o tripiés. Este puede estar construido de madera o aluminio o de una combinación de ambos, pueden ser de longitud fija o extensible; en los extremos de cada pié lleva puntas de metal duro que permite su hincado en el suelo para evitar movimientos, en la parte superior del trípode se halla el cabezal que permite la colocación y fijación del instrumento propiamente dicho.

Para su transporte se lo coloca generalmente dentro de un estuche de cuero plegándolo previamente para disminuir su tamaño.

### b) Teodolito

Consta de 2 partes básicas una fija y otra móvil o alidada, en la fija está colocado el limbo o círculo graduado para mediciones angulares horizontales y los tornillos calantes o nivelantes. En la alidada se encuentra el anteojo colocado sobre la horquilla o soporte junto con el círculo vertical. En algunos casos lleva una brújula.

## EJES DEL TEODOLITO

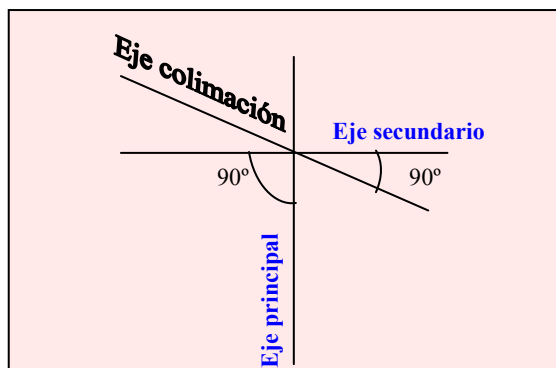


Vista de un Teodolito óptico

El aparato tiene tres ejes:

- a) Eje principal
- b) Eje secundario
- d) Eje de colimación

**Eje Principal:** Es el eje de rotación de la



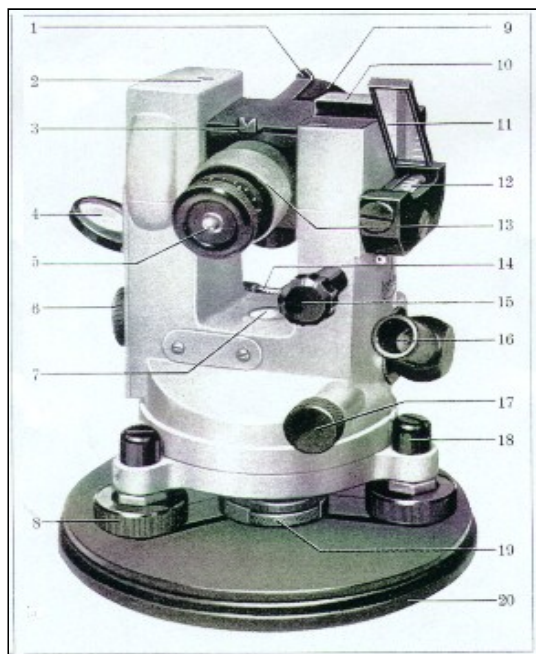
alidada, por construcción es perpendicular al limbo horizontal, el aparato estará en condiciones operativas si previamente este eje es colocado coincidente con la vertical del lugar.

**Eje Secundario:** Es el eje alrededor del cual gira el anteojo, forma un ángulo de  $90^\circ$  con el eje principal, es decir que en condiciones operativas se coloca horizontal.

**Eje de Colimación:** Es el eje determinado por el centro óptico del objetivo y el cruce de los hilos del retículo, es la línea de mira; debe encontrarse a  $90^\circ$  con el eje secundario al rotar sobre su eje genera un plano vertical que recibe el nombre de plano de colimación.

## DISTINTAS PARTES DEL TEODOLITO Y FUNCIONES QUE DESEMPEÑAN

- 1- Punto de mira
- 2- Sitio para el alumbrado eléctrico
- 3- Muesca



- 4- Espejo reflector para el alumbrado
- 5- Ocular del anteojo
- 6- Botón de mando
- 7- Ventanilla para aplomamiento óptico
- 8- Tornillos de calado
- 9- Objetivo del anteojo con parasol móvil
- 10- Sitio para la brújula
- 11- Espejo del nivel
- 12- Nivel lateral
- 13- Anillo de enfoque
- 14- Nivel frontal
- 15- Mando del movimiento fino vertical
- 16- Lectura de los círculos
- 17- Mando del movimiento fino horizontal
- 18- Tapa protectora de regulación del movimiento de los tornillos de calado
- 19- Botón de mando (con tapa protectora) para el ajuste del círculo horizontal
- 20- Placa de fundación

**Tornillos calantes:** Generalmente son tres, por medio de ellos se verticaliza el eje principal del teodolito, sirviendo como guía el nivel esférico y completándose con el nivel tórico de alidada.

**Plomada:** Puede ser física u óptica y permite la colocación de la prolongación del eje principal sobre el punto estación.

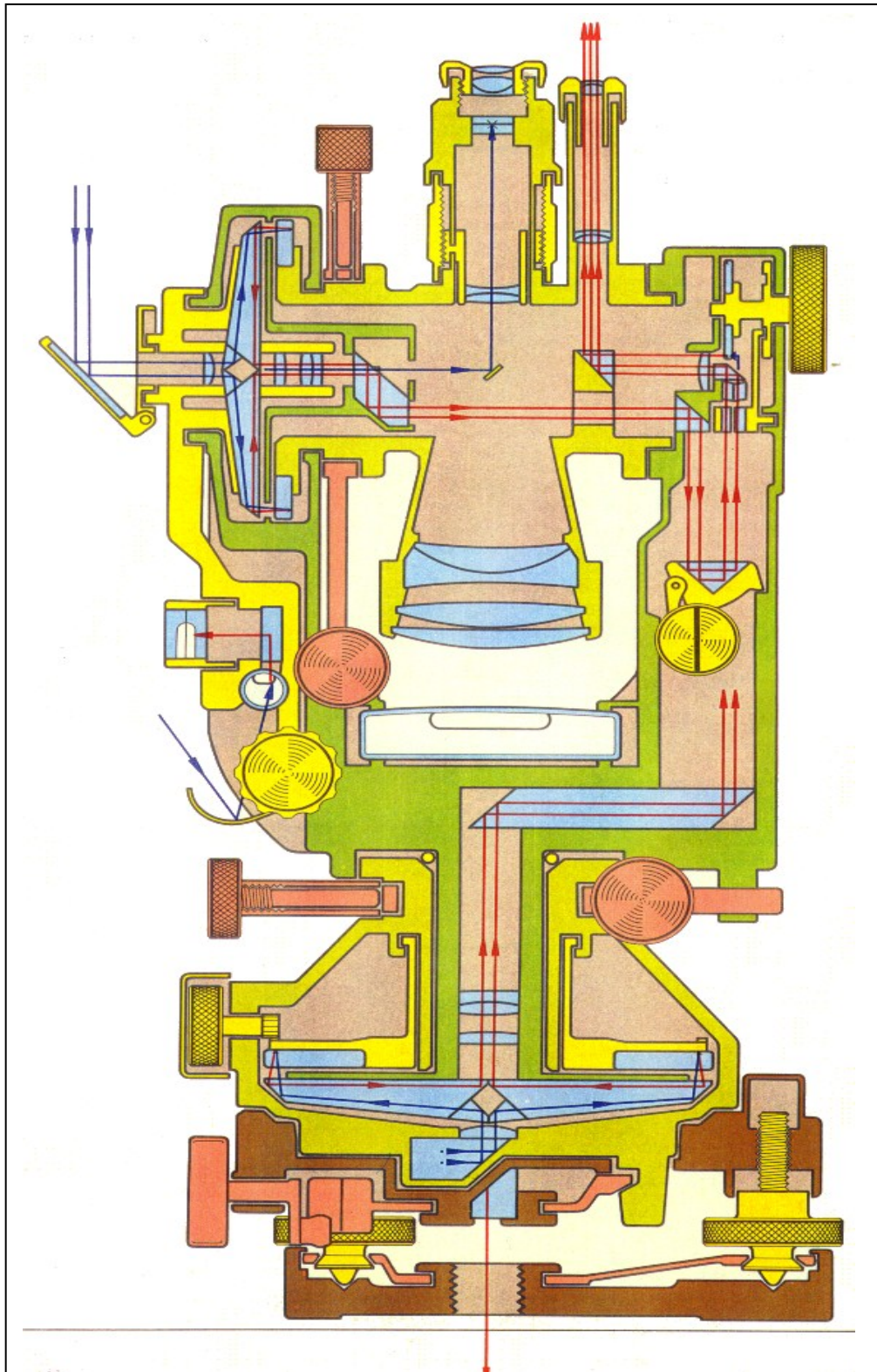
**Nivel esférico:** Nivel de casquete esférico que permite una primera verticalización del eje principal, generalmente se lo centra con las patas del trípode.

**Limbo graduado:** Es un círculo de cristal o metal graduado que permite determinar los valores angulares de las mediciones.

**Tornillo de fijación de la Alidada:** Este tornillo fija limbo y la alidada o sea que evita que esta gire sobre su eje.

**Horquilla o Soportes:** Sostiene el eje secundario alrededor del cual giran el anteojo y el círculo vertical.

### CORTE VERTICAL DE UN TEODOLITO



**Tornillo de movimiento fino horizontal o de pequeños movimientos:** Se usa luego de fijada la alidada para aproximar las observaciones (colimar) ya que realiza movimientos muy lentos.

**Anteojo:** Es un pequeño telescopio que va montado sobre las horquillas o soportes. Esta compuesto de un tubo con una lente en cada extremo, la del extremo opuesto al observador recibe el nombre de "objetiva" y donde se observa "ocular". Una placa interior de cristal lleva grabado los hilos reticulares y dependiendo del modelo, llevan otras lentes interiores las que pueden dar imagen directa o invertida. Tiene dos tornillos que posibilitan el enfoque de la imagen, uno de ellos sobre la lente ocular sirve para dar nitidez a los hilos del retículo y el otro colocado sobre el anteojo da nitidez a la imagen haciendo que ésta se forme sobre los hilos del retículo, este tornillo se llama de "enfoque".

**Limbo Vertical:** Es un círculo graduado de metal o vidrio adosado al anteojo que sirve para determinar los valores de las mediciones verticales.

**Tornillo de Fijación del Anteojo:** También el anteojo tiene un tornillo de fijación o bloqueo y un tornillo de pequeños movimientos o de movimiento fino.

**Nivel Testigo:** Es un nivel tórico que sirve para hacer coincidir el origen de las mediciones verticales con la vertical del lugar.

## ESTACIONAMIENTO

Estacionar el aparato consiste en ubicar el eje principal correctamente sobre el punto desde el cual se han de efectuar las mediciones, es decir que la vertical de ese

punto pase por el centro del aparato. En caso de no lograrse un estacionamiento adecuado se producirá un error en las mediciones que recibe el nombre de "error de estación", la magnitud del error en las lecturas angulares está en función directa del desplazamiento lateral del aparato y de la distancia a que se encuentren los puntos visados, por ejemplo un desplazamiento lateral de 2cm producirá, visando un punto a 100m de distancia un error de lectura de 40" para medición de ángulos horizontales.

El estacionamiento se realiza utilizando la plomada del instrumento, ya sea física u óptica, siendo de mayor precisión esta última.

La plomada óptica incorporada al teodolito puede estar colocada en la alidada o en la base según el aparato.

Se habrá logrado un buen estacionamiento cuando el centro de la guía de la plomada coincida con el punto marcado en el suelo, y en el caso de la plomada física cuando esta suspendida del aparato quede sobre el punto.

## VERIFICACION Y CORRECCION DE LA PLOMADA OPTICA

**Caso de la plomada en la alidada:** Si el eje de mira de la plomada no coincide con el eje principal, al girar la alidada el eje de mira determinará un cono de revolución cuya intersección con el suelo será una circunferencia. Para determinar el error se coloca el trípode con el teodolito sobre un piso horizontal y se verticaliza el eje principal lo mejor posible (sin estacionar sobre ningún punto en especial) se observa por la plomada y se marca en el suelo donde ella indique, se hace girar 180° y se observa nuevamente, si continúa indicando el mismo punto su funcionamiento es correcto,

En caso de que ello no ocurra se marcará en el suelo la nueva posición y se procede a corregir de la siguiente manera: se unen con una línea los dos puntos marcados en el suelo y se determina el punto medio, luego moviendo los tornillos correctores del prisma de la plomada se lleva a coincidir el eje de mira con dicho punto. Se reitera esta operación para verificar y la plomada queda corregida.

### **Caso de plomada en la base:**

Al encontrarse colocada en la base la plomada no gira como en el caso de la que se encuentra en la alidada, por lo tanto debemos auxiliarnos con el anteojo del teodolito para determinar el punto correcto en que debe estar ubicada la línea de mira, para determinar dicho punto se procede de la siguiente manera:

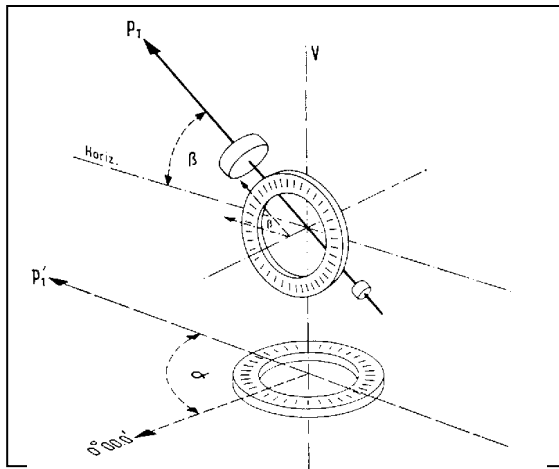
Sobre un terreno horizontal se colocan el trípode y el teodolito verticalizando el eje principal con mucho esmero, se coloca la alidada a  $0^\circ$  y se inclina el anteojo todo lo posible hacia abajo, de modo tal que se pueda dirigir una visual al piso aproximadamente a 1m del aparato, se marca el punto en que el eje de colimación intercepta el suelo (punto 1); sin variar la inclinación del anteojo se gira la alidada  $180^\circ$  y se observa nuevamente marcando en el piso (punto 2); ahora se gira la alidada  $90^\circ$  marcando en el suelo nuevamente (punto 3); girando  $180^\circ$  se marca el último punto de guía (punto 4), todos los puntos se marcarán sin variar la inclinación del anteojo. Luego, sin mover el aparato de su posición, se unen entre sí por medio de hilos o líneas marcadas en el suelo los puntos 1 y 2 quedando definida una cruz al unir el 3 con el 4; el punto de cruce de las 2 líneas es el correcto por donde debe pasar la línea de mira, se observa por la plomada y si no indica ese punto está descorregida por lo tanto se la llevará a coincidir con el mismo moviendo los torni-

llos del prisma de la plomada, Se reitera la operación para verificar y hacer ajustes que eventualmente hagan falta y la operación queda terminada.

## **ENFOQUE DEL RETICULO E IMAGEN DEL OBJETO**

Antes de comenzar a operar se deben poner los trazos del retículo bien nítidos (bien negros) para el ojo del observador girando el anillo dividido en dioptrias del ocular (visando el cielo preferentemente) el valor de la división obtenida debe conservarse ya que es constante para un mismo observador. Para corregir la nitidez de la imagen del punto visado se utiliza el tornillo de enfoque que acciona una lente que se encuentra en el interior del anteojo. Esta lente se desplaza hasta que la imagen se vea nítida en el plano focal del retículo, al mover ligeramente la cabeza observando por el ocular, el retículo y la imagen no deben desplazarse uno con respecto al otro (imagen sin paralaje). El punto de intersección de los dos trazos del retículo define juntamente con el centro óptico del objetivo el eje de puntería o visual del anteojo (eje de colimación).

Los teodolitos modernos, en general, tienen sistemas eléctricos de lectura del limbo, por lo tanto cuentan con un display que en forma digital indica los valores angulares del círculo vertical y del horizontal, esto reduce errores y aumenta la eficacia del trabajo. Son pantallas que funcionan con diodos de cristal líquido, que cuentan con iluminación para mayor claridad en la lectura.



Esquema de limbos vertical y horizontal y su sistema para determinar el valor de los ángulos medidos.

angular de las distintas direcciones observadas con el aparato.

Para ejecutar la lectura del limbo graduado de un teodolito, se han ideado distintos sistemas, que van desde el microscopio a trazo, pasando por el aparato que posee registro fotográfico de las lecturas de los 2 círculos, hasta el sistema electrónico que poseen algunos de los más modernos de los instrumentos. Todos los sistemas utilizados están diseñados para conseguir una mejor captación de la imagen del limbo, con rapidez y precisión.

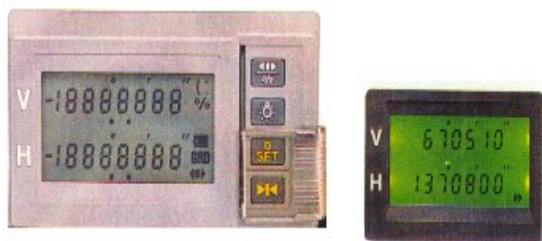
De los múltiples sistemas existentes veremos los siguientes:

### SISTEMA A VERNIER O NONIUS

El nonio está basado en el siguiente principio; a una longitud de arco determinada del limbo, por ejemplo 9 divisiones, se le hace corresponder igual longitud de una regleta. La regleta se divide en una división más, para nuestro ejemplo serán 10 divisiones. La diferencia entre un intervalo del limbo y un intervalo del nonio es igual

### DIFERENTES SISTEMAS DE LECTURA

Los limbos que poseen los teodolitos son los que determinan en si la posición





a la enésima parte de la división del limbo, diferencia, que se denomina **“apreciación del nonio”**.

$$A = L - N = L/n$$

L = Valor del intervalo del limbo.

N = Valor de la unidad del nonio.

n= número entero en que se dividió el nonio.

### Ejemplo:

Si tenemos  $L = 20'$  (menor división del limbo) y  $n= 10$  (número de divisiones del vernier) la apreciación será:

$$A = L / n ; A = 20' / 10 = 2'$$

## REGLA PRÁCTICA DE LECTURA EN EL NONIO

1) Se realiza primeramente la “lectura gruesa”, para ello se observa en que parte del intervalo del limbo corta el trazo índice del nonio, anotándose los grados, minutos, etc. que se puedan leer directamente.

2) Se busca luego en sentido ascendente de la graduación, el trazo de la escala del nonio (llamaremos m) que coincide con un trazo del limbo, se hace la “lectura fina” que resultará de multiplicar la apreciación por el número m de divisiones del vernier.

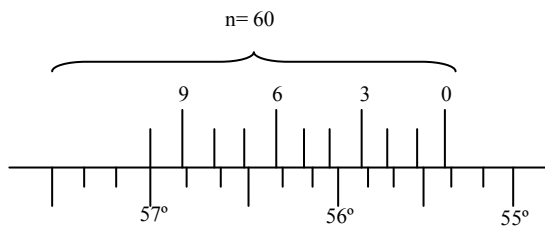
3) La "lectura total" se obtiene sumando la “lectura gruesa” y la “lectura fina”

### Ejemplo:

1) Primero se determina la apreciación:

Siendo  $L = 10'$  y  $n = 60$

$$A = L / n = 10' / 60 = 10''$$



2) Se observa que el cero del nonio (índice) corta al limbo en el intervalo de  $55^\circ$  más dos intervalos ( $L = 10'$ ) que totaliza  $20'$ .

La lectura gruesa será igual a  $55^\circ 20'$

3) La lectura fina será igual a  $1' 40''$

Sobre la escala del nonio se observa que el trazo número 10 coincide con uno del limbo. La lectura fina vale entonces el producto de m (10) por la apreciación ( $10''$ ).

4) La lectura total será entonces el resultado de sumar ambas, lo que da entonces  $55^\circ 21' 40''$ .

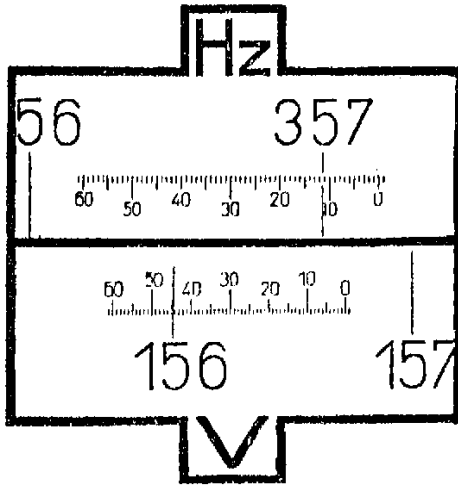
## ESCALA SIMPLE CON MAGNIFICACIÓN

Este sistema se caracteriza por estar constituido por una plaqueta de cristal que se halla en el plano visual del microscopio (ocular de lectura), sobre la cual se ha grabado una escala auxiliar, ésta escala es igual a la menor división del limbo y se encuentra dividida en trazos y numerada en sentido contrario al del limbo.

En este sistema hace las veces de índice, el trazo de graduación del limbo que se encuentra en el intervalo de la escala y sirve para determinar la “lectura gruesa”, la “lectura fina” se determina sobre la escala, contando el trazo (a partir del cero de la escala) al que intercepta el índice.

La apreciación se determina de la misma forma que el vernier ( $A = L / n$ )

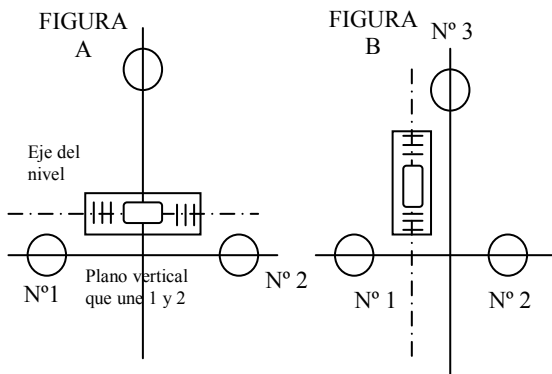
**Ejemplo:**



Lectura limbo horizontal:  $357^{\circ} 11,5'$   
 Lectura limbo vertical:  $156^{\circ} 44,6'$

### VERTICALIZACION DEL EJE PRINCIPAL DEL TEODOLITO USANDO NIVEL TORICO.

Los niveles tóricos de alidada que poseen los teodolitos están destinados a



lograr una correcta verticalización del eje principal. Cuando el eje de nivel es correctamente perpendicular al eje principal se dice que se encuentra corregido.

El procedimiento a seguir para verticalizar el e.p. es el siguiente;

- a) Se coloca el trípode de modo tal que el cabezal quede aproximadamente horizontal.
- b) Se coloca el teodolito y se lo fija.
- c) Se hace girar la alidada hasta que el eje del nivel tórico quede paralelo a la línea imaginaria de unión entre dos tornillos calantes.
- d) En esa situación se procede a centrar la burbuja accionando sobre los calantes, tomando simultáneamente uno con cada mano, el dedo índice de la mano derecha será una buena guía pues indica hacia que lado girar. En todos los casos ambos tornillos serán girados simultáneamente hacia fuera o hacia adentro. (Figura A).
- e) Se gira la alidada  $90^{\circ}$  (estimados a ojo) y con el tercer calante se centra la burbuja nuevamente (Figura B).
- f) Se vuelve a girar  $90^{\circ}$ , siempre en el mismo sentido y con los dos calantes iniciales se vuelve a centrar.
- g) Se gira otra vez  $90^{\circ}$  y se procede de igual manera accionando solo el tercer calante.
- h) Al girar otros  $90^{\circ}$  se estará en la posición inicial y se observara sin mover los calantes si la burbuja queda centrada, de ser así el nivel esta corregido y por consecuencia el e.p. se encontrará verticalizado. Si no queda centrada habrá que corregir el nivel.

### CORRECCION DEL NIVEL TORICO

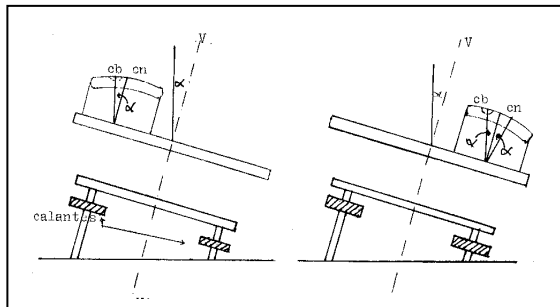
La operación de verticalizar el e.p. antes descripta sirve también como verificación de la correcta posición del nivel en el teodolito, ya que al terminar el giro de  $360^{\circ}$  si la burbuja no queda centrada habrá que

corregir. Un buen nivel debe estar dispuesto de modo que pueda corregirse, es decir, provisto de tornillos que sirva a tal fin, permitiendo poner al eje de nivel horizontal en el momento en que el centro de burbuja y el centro del nivel coinciden.

La corrección del nivel tórico de alidada se hará de la siguiente manera:

- Se realiza la operación completa descrita para verticalizar el e.p.
- Al terminar está operación el nivel quedará con la burbuja corrida hacia un costado (ya que suponemos que está descorregido) y con su eje paralelo al plano vertical que pasa por los dos calantes 1 y 2.
- En esta situación se hace correr la burbuja la mitad de su desplazamiento accionando sobre los tornillos calantes y la otra mitad del recorrido hasta quedar centrada con los tornillos propios del nivel.
- Se gira la alidada  $90^\circ$  y se centra la burbuja totalmente accionando solo sobre el tercer calante.
- En el mismo sentido se giran nuevamente  $90^\circ$  quedando otra vez el eje de nivel paralelo al plano vertical que pasa por los calantes 1 y 2; si la burbuja no se encuentra calada se la lleva al centro del nivel efectuando la mitad del recorrido con los tornillos calantes y la otra mitad con los tornillos propios del nivel.
- En el mismo sentido se gira otra vez  $90^\circ$  y con el tercer calante solamente se centra la burbuja.
- Se gira otra vez  $90^\circ$  y se estará en la posición inicial.

La burbuja quedará centrada o muy próximo a ello; es difícil que en una sola vuelta se logre la corrección buscada, por lo que será casi siempre necesario reiterar el proceso hasta lograr el resultado deseado.



Referencias:

cb= centro de burbuja.

cn= centro de nivel.

vv'= Eje de rotación de la alidada.

En las figuras se observa como el centro de burbuja que en una posición se encuentra desplazado un ángulo  $\alpha$  del "centro" de nivel, al ser girado alrededor del eje y colocado a  $180^\circ$  con respecto a la posición anterior asume un valor igual a  $2\alpha$  con respecto a la anterior ya que se ubica al otro lado del centro de nivel. De la observación de esta situación surge claro. el porqué, la mitad del desplazamiento se realiza con los calantes y la otra con los tornillos propios del nivel, de no ser así y solo accionar los tornillos propios del nivel, lo que se lograría es trasladar el error hacia el otro lado o dicho de otra manera cambiarle el signo.

## METODO PARA DETERMINAR LA SENSIBILIDAD DE UN NIVEL TORICO DE ALIDADA DE UN TEODOLITO

Se estaciona el teodolito sobre un piso horizontal a unos diez o veinte metros de una mira, muro o objeto vertical donde se pueden marcar referencias, de modo tal que la línea que une 2 de los tornillos calantes quede a  $90^\circ$  con respecto al eje de

colimación en su visual hacia el objeto; se verticaliza el eje principal y se coloca el anteojo lo mas horizontal posible, observando por el hacia el objeto, se marca con lápiz donde indica el cruce de la línea del retículo. Luego accionando sobre el tercer calante se hará desplazar la burbuja “n” trazos del nivel, pero con la condición de que el eje del nivel apunte hacia dicho calante, en caso necesario se hará girar la alidada, luego se vuelve la alidada de modo que el anteojo quede hacia el objeto y sin hacer sobre él movimientos verticales se marca ahora donde indica el eje de colimación, lógicamente estará mas arriba o mas abajo de la marca anterior, se mide esa diferencia que llamaremos “a” la distancia desde el aparato al objeto “d” y tendremos que:

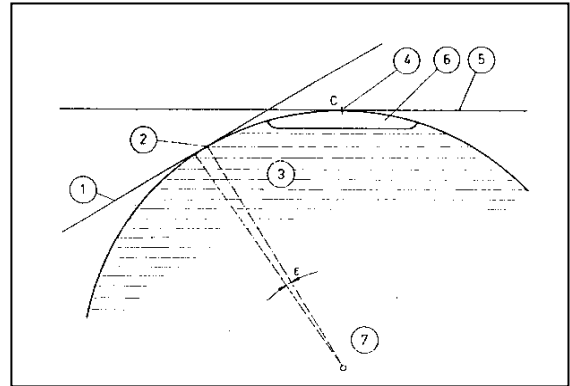
$$S = \frac{a}{d \cdot n} \cdot \delta''$$

siendo  $\delta$  el factor de transformación de radianes al sistema sexagésimal y vale 206267''.

Por medio de esta fórmula obtendremos el valor buscado de la sensibilidad del nivel.

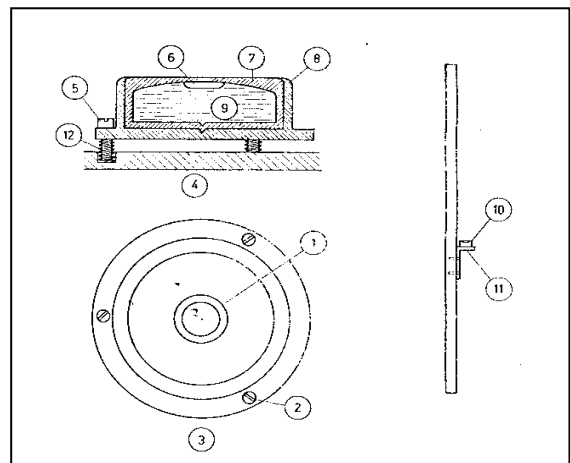
### VERIFICACION Y CORRECCION DEL NIVEL ESFERICO

Cuando este instrumento se encuentra colocado en aparatos topográficos como teodolitos, niveles, planchetas etc. su centrado se realiza accionando sobre los tornillos calantes que los aparatos poseen, sobre las patas corredizas del trípode, sobre la rótula, etc. Para el análisis del centrado, verificación y corrección supondremos a un aparato con tres calantes siendo valederos los fundamentos y métodos para cualquier otra forma de realizar los movimientos.



**Esquema del Nivel.**

- |                                 |                           |
|---------------------------------|---------------------------|
| 1- Eje de nivel                 | 5- Horizontal             |
| 2- Punto central de la división | 6- Burbuja                |
| 3- Líquido                      | 7- Punto central del arco |
| 4- Punto central de la burbuja  |                           |



**Corte, visto desde arriba del nivel esférico fijo y, el mismo en situación montada.**

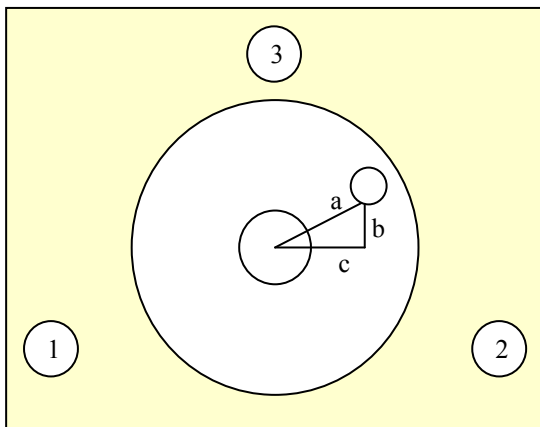
- 1- círculos en el cristal
- 2- tornillos de ajuste
- 3- vista desde arriba
- 4- sección
- 5- tornillo de ajuste
- 6- burbuja
- 7- recipiente de cristal
- 8- armadura metálica
- 9- líquido
- 10- nivel esférico
- 11- perfil de acero
- 12- muelle

### Centrado y Verificación: Caso de nivel en le alidada.

La burbuja de este nivel se lleva a centrar sin realizar giros reiterados como con los niveles tóricos, procediéndose de la siguiente manera.

- Se coloca el aparato sobre el trípode y se ajusta el tornillo de sujeción.
- Se hace girar la alidada hasta dejar el nivel ubicado en el medio de dos calantes (1 y 2).
- Se observa la posición de la burbuja la que seguramente estará desplazada a un costado, se analiza la trayectoria que deberá realizar para llegar al centro denominada a en la figura y la descompone mentalmente en sus dos componentes ortogonales b y c.
- Con el calante 3 se hace efectuar el recorrido b.
- Con los calantes 1 y 2 se hace realizar a la burbuja el recorrido c y allí queda terminada la operación de centrado.

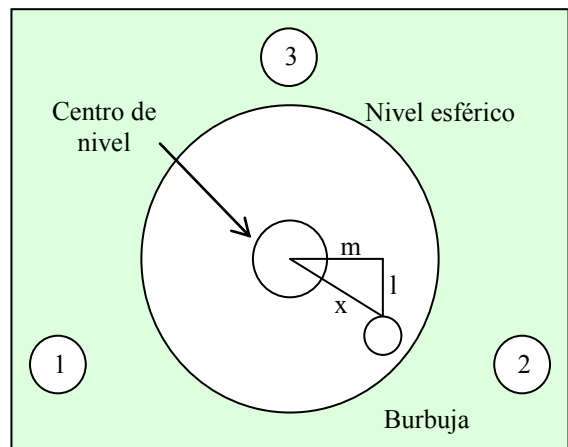
Para verificar se hace girar la alidada  $180^\circ$ , si la burbuja permanece centrada significa que el plano horizontal que pasa por la superficie de la burbuja es en cualquier posición tangente al centro del nivel, si eso no ocurre habrá que corregir.



### Corrección del Nivel:

Realizada la operación de centrado de la burbuja ya descrita se hace girar  $180^\circ$  y se observa si se desplaza del centro; en esa posición se analiza la trayectoria que debe realizar para regresar al centro y se la descompone mentalmente en sus dos componentes ortogonales (l y m) y se procede de la siguiente manera:

- La mitad del recorrido "l" se hace con el calante N° 3 y el resto con los tornillos propios del nivel.
- La mitad del recorrido m se hace con los calantes 1 y 2 y el resto con los tornillos propios del nivel.
- Se debe reiterar el procedimiento hasta que al realizar la operación de verificación resulte positiva.



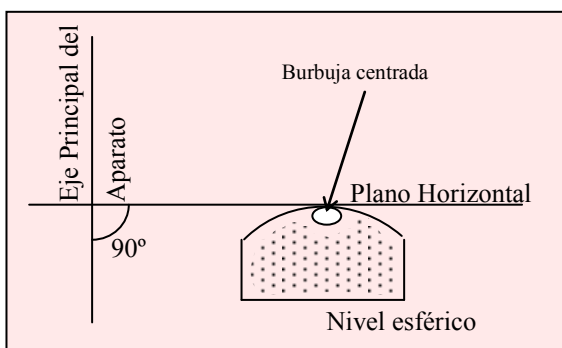
### VERTICALIZACION DEL EJE PRINCIPAL USANDO NIVEL ESFERICO

Habiendo verificado y si fuera necesario corregido el nivel esférico, estará en condiciones operativas o sea que una vez centrada la burbuja el plano horizontal que

por ella pasa es perpendicular al eje principal del aparato.

Por lo tanto para verticalizar el e.p. se debe realizar la operación de centrado ya descrita.

En general los niveles esféricos tienen una sensibilidad que supera los 60'' siendo menos sensible que los niveles tóricos cuya sensibilidad varía de 5'' a 60'' en la generalidad de los casos.



## ERRORES DE COLIMACION, INCLINACION Y VERTICALIDAD EN TEODOLITOS.

### a) ERROR DE COLIMACIÓN.

En condiciones operativas el eje de colimación debe ser perpendicular al eje secundario, es decir que si no existieran otros errores, al girar el anteojo 360° el eje de colimación actuaría como generatriz de un plano vertical. Si esto no ocurre el aparato está afectado del "error de colimación".

Para verificar si existe este error se procede de la siguiente manera: Se estaciona el teodolito y visamos un punto P a la

distancia de modo que la visual sea horizontal. Operando con lecturas cruzadas, método de Bessel se toman las siguientes:

Con círculo derecha:  $LP_1 + (C)$  siendo C el error de colimación que suponemos que actúa en un sentido positivo.

Con círculo a la izquierda:  $LP_2 - (C)$  como invertimos el anteojo ahora el error será negativo.

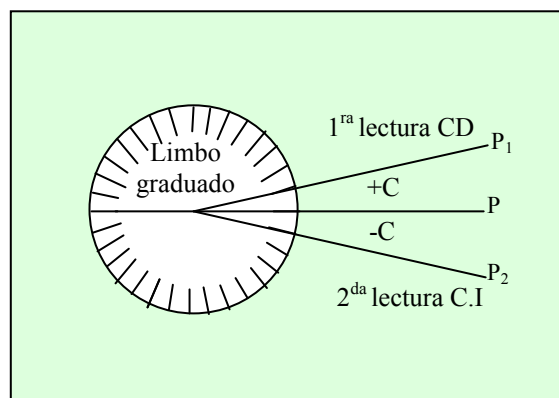
La lectura verdadera de P será:

$$\frac{LP_1 + C + LP_2 - C}{2} \text{ o sea promediando}$$

las lecturas, los valores del error C se anulan por ser positivos y negativos quedando:

$$L_{vp} = \frac{LP_1 + LP_2}{2}$$

Por lo tanto la influencia del error de colimación se elimina efectuando la determinación del valor angular por medio de lecturas cruzadas.



### Corrección

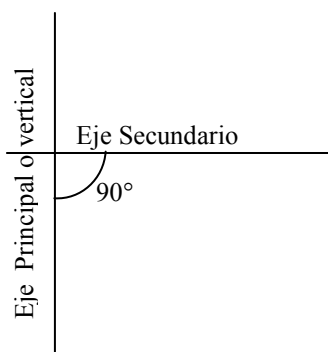
En el caso de que se quiera corregir, se calcula el valor de la  $L_{vp}$ . Con los datos de las lecturas del punto P.

Se provoca esta lectura en el limbo accionando el tornillo de pequeños movimientos, entonces la imagen de P se corre-

rá en sentido horizontal. La corrección se efectúa accionando sobre los tornillos del retículo hasta volver a visar el punto. Esta operación como todas las de corrección instrumental se debe repetir totalmente para verificar y ajustar la operación al máximo.

## b) ERROR DE INCLINACION

En condiciones operativas el eje secundario, alrededor del cuál gira el anteojo, debe ser perpendicular al eje vertical del teodolito, en caso contrario existe error de inclinación.



Esto hace que al girar el anteojo en vez de hacerlo en un plano vertical genera un plano inclinado.

Para constatar la existencia de este error, se debe corregir previamente el error de colimación, luego se procede de la siguiente manera. Se afina correctamente el calaje del teodolito, y se coloca una plomada suspendida, ubicada a unos diez metros del aparato, se visa el hilo de la plomada tratando que el ángulo de altura sea el mayor posible, se baja la visual lentamente hasta llegar a la horizontal, si el hilo del retículo a permanecido sobre el hilo de la plomada sin separarse quiere decir que

no existe error de inclinación en caso contrario habrá que corregir.

## Corrección

Este error debe ser eliminado totalmente accionando sobre el dispositivo de corrección que acciona sobre los montantes del eje secundario y actúa verticalmente, seguramente se deberá repetir la operación 2 o 3 veces hasta lograr su eliminación.

## c) ERROR DE VERTICALIDAD

Cuando el eje de rotación de la alidada, o sea el eje vertical, una vez que el aparato se ha colocado en condiciones operativas, no queda vertical, existe una desviación que recibe el nombre de error de verticalidad.

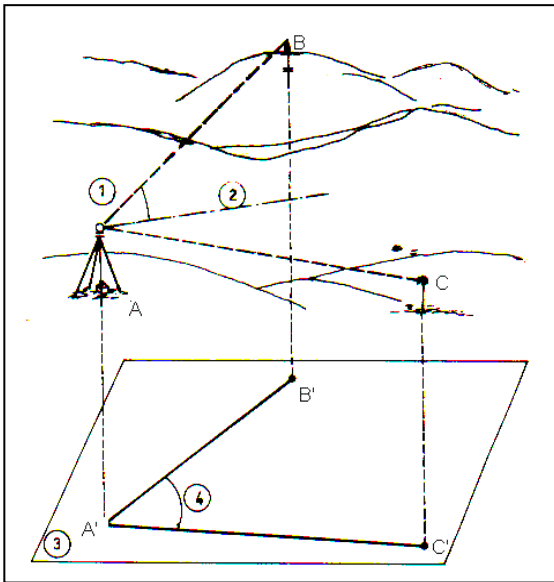
La influencia de este error no se puede eliminar con ningún método operativo, la disminución máxima se consigue con un buen calaje, de esto surge la importancia de la correcta operación del nivel tórico de alidada. Este error solo pierde su influencia cuando se visan puntos en el horizonte, pero es un caso especial y muy limitado.

No se puede calcular con un método operativo el valor de este error ni tampoco determinar su influencia.

## MEDICION DE ANGULOS HORIZONTALES CON TEODOLITOS

Veremos la medición de estos ángulos utilizando un goniómetro de ángulo variable como el teodolito, el que nos permite cuantificar el valor angular proyectado sobre un plano horizontal. Es decir que los tres puntos que definen el ángulo no nece-

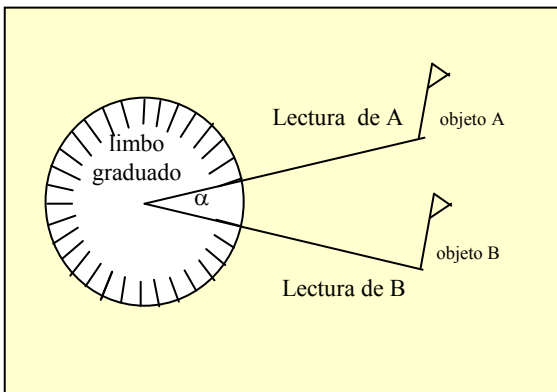
sariamente deben encontrarse a igual altura. Lo que el aparato mide es el ángulo que forman las 2 posiciones del plano de colimación, que es vertical, colocado sucesivamente en coincidencia con los puntos que definen el ángulo.



**Medición de ángulos con Teodolito**

- 1. Ángulo de altura – 2. Horizontal – 3. Plano horizontal – 4. Ángulo horizontal

El teodolito determina el valor del ángulo efectuando la diferencia de lecturas hechas sobre el limbo y que corresponden a cada dirección.



Al visar el objeto B se obtiene un valor angular de esa dirección que se lee sobre el limbo con el sistema de lectura que posea el aparato, al visar A ocurre lo mismo, el valor de  $\alpha$  se obtiene por diferencia de lectura en ambas direcciones.  $\alpha = LB - LA$ , es decir que en cualquier lugar del limbo el arco generado por el ángulo  $\alpha$  será el mismo.

**METODO SIMPLE**

Para determinar el valor de un ángulo se pueden utilizar métodos simples o con compensación.

El método simple es aquel que mide el ángulo sin eliminar la influencia de ningún error instrumental.

Los métodos con compensación son los que por su sistema operativo eliminan la influencia de errores instrumentales, salvo el error de verticalidad que no se puede eliminar con ningún método de medición. Veremos dos formas de medir un ángulo el método simple y el de lecturas cruzadas de Bessel.

El método simple es la forma más sencilla de operar. Si se tienen dos puntos A y B se visan ambas direcciones anotando las lecturas del limbo correspondiente a cada una.

Se obtendrá el ángulo restando una de otra.

$$\alpha = LB - LA$$

**METODO DE BESSEL**

Este consiste en medir el ángulo 2 veces por el método simple, usando los valores obtenidos así para obtener un promedio angular mucho más correcto ya que elimi-



na la influencia de los errores de colimación e inclinación.

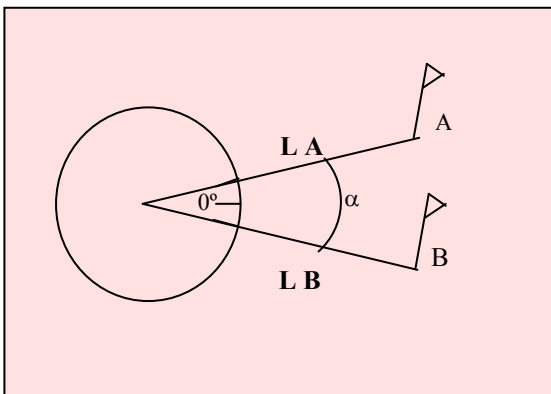
Si tenemos los puntos objetos A y B procedemos a dirigir visuales a cada uno de ellos, con circulo vertical a la izquierda obtenemos lecturas que llamamos directas tendremos así L d A y L d B.

Haciendo girar la alidada 180° e invirtiendo la posición del antejo, operación denominada vuelta campana, se visan los puntos con circulo vertical a la derecha y se hacen las lecturas inversas L i A y L i B. Con estos cuatro valores obtendremos el ángulo.

Planilla a utilizar en este método.

Puntos		Lecturas		
Estación	Punto visado	Posición CI	Posición CD	Promedio
C	A	L d A	LiA	$\frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$
	B	LdB	LiB	
Ángulos		$\alpha_1 = LdB - LdA$	$\alpha_2 = LiB - LiA$	

En cualquiera de los métodos citados puede suceder que la lectura del punto situado a la derecha sea menor que el de la izquierda. Esto sucede cuando el 0° del limbo quedó ubicado dentro del ángulo a medir, entonces antes de efectuar la diferencia de lecturas habrá que sumar 360° a la lectura ubicada a la derecha.



En nuestro ejemplo sumamos 360° a la LB.

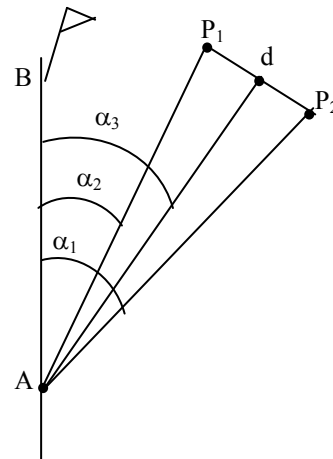
$$\alpha = LB + 360^\circ - LA$$

## REPLANTEO DE ANGULOS HORIZONTALES

Replantar un ángulo es la operación inversa a la de medirla, es decir se trata de marcar o materializarlo en el terreno teniendo el valor del mismo.

Suponemos que debemos replantar un ángulo  $\alpha$  a partir de una línea base y a partir del vértice ubicado en A.

Estacionemos el teodolito en el punto A en condiciones operativas y efectuamos la lectura del limbo dirigiendo la visual a B, a este valor le sumamos el valor de  $\alpha$ .



Hacemos girar la alidada hasta provocar la lectura así obtenida, en esa dirección colocamos un jalón P1 damos vuelta campana y volvemos a visar B, efectuamos la lectura y a esta le sumamos  $\alpha$ , soltamos la alidada y hacemos girar hasta provocar esta lectura.

Observamos por el ocular y tendremos que coincidir en el punto P1, pero puede

sucedir que esto no ocurre por efecto de algún error instrumental. En este caso se marca el nuevo punto  $P_2$  existiendo una distancia  $d$  entre  $P_1$  y  $P_2$ , haciendo  $d/2$  obtendremos el punto que corresponde al valor correcto de  $\alpha$ .

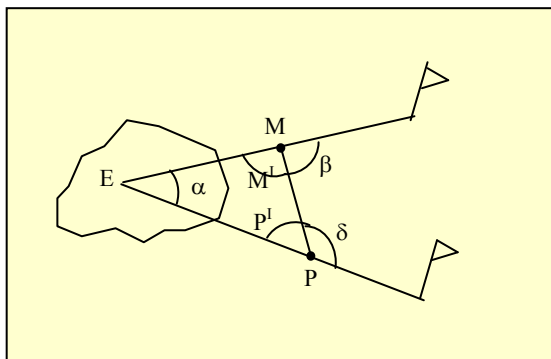
### MEDICION EXENTRICA DE ANGULOS HORIZONTALES

En las operaciones de campaña no siempre es posible colocar el goniómetro en el vértice del ángulo a medir debiéndose apelar a recursos que permitan hacer la determinación de otras maneras.

Veremos cuatro métodos para solucionar este inconveniente:

- 1) Midiendo 2 ángulos auxiliares
- 2) Con dos paralelas
- 3) Con una paralela
- 4) Con estación exterior

#### Midiendo 2 ángulos auxiliares



Este caso se presenta cuando el vértice queda en un lugar inaccesible, como un cerro, un bañado, laguna, etc. Pero que es posible replantear las líneas que concurren a el. Sobre estas se marcan los puntos M y P procediéndose de la siguiente manera:

En el triángulo EMP:

$\alpha = 180^\circ - M^1 - P^1$  por lo que debemos calcular  $M^1$  y  $P^1$  ya que podemos estacionar en M y P medimos  $\beta$  y  $\delta$  y tendremos:

$$M^1 = 180^\circ - \beta$$

$$P^1 = 180^\circ - \delta$$

$\alpha = 180^\circ - (180^\circ - \beta) - (180^\circ - \delta)$  sacando paréntesis

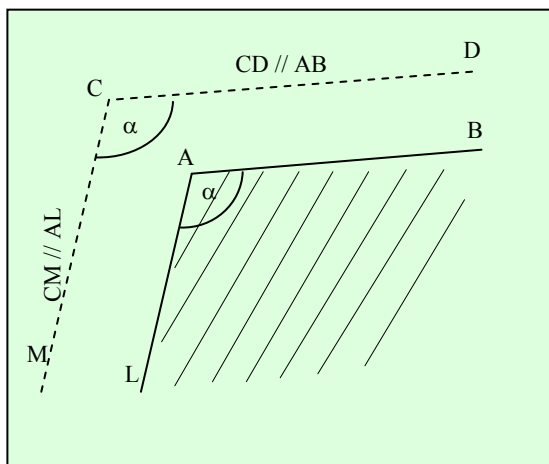
$$\alpha = 180^\circ - 180^\circ + \beta - 180^\circ + \delta$$

$$\alpha = \beta + \delta - 180^\circ$$

Es decir que haciendo estaciones en los puntos M y P se midieron los ángulos  $\beta$  y  $\delta$  con los cuales se obtiene el valor de  $\alpha$ .

#### Con dos paralelas

Otra forma de solución es establecer paralelas a ambas líneas que definen el ángulo y hacer estación en el nuevo vértice. Esto se da en los casos de que exista un obstáculo, alambrado, una pared u otro objeto que impida hacer estación sobre ellos.

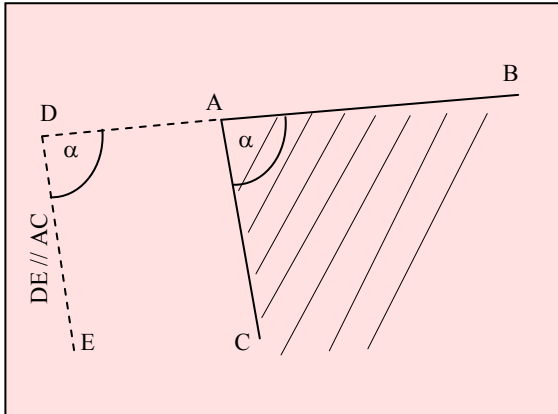


El ángulo  $\alpha$  así medido será del mismo valor que el original situado en el vértice A.

### Con una paralela

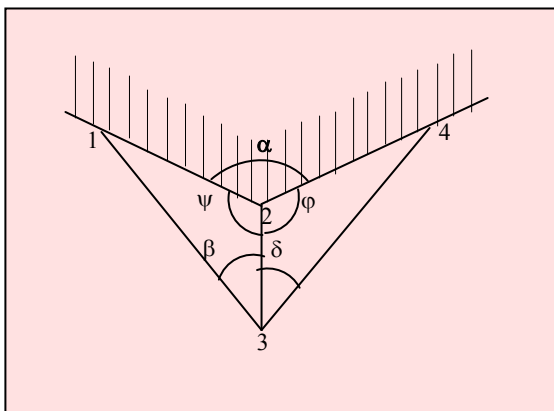
La solución se plantea haciendo una paralela a una dirección y prolongando la otra.

Así también el ángulo  $\alpha$  medido en el vértice D será de igual magnitud al del vértice A.



### Con estación exterior

En este caso se hace estación en un punto exterior cualquiera, y se eligen dos puntos, uno sobre cada una de las direcciones que determinan el ángulo a medir.



Se estaciona en 3 y dirigiendo visuales a 4,2 y 1 se miden  $\beta$  y  $\delta$ .

Luego con cinta métrica se miden 1-3; 3-4; 4-2 y 2-1.

Observando la figura vemos que  $\alpha = 360^\circ - (\psi + \phi)$  debemos calcular  $\psi$  y  $\phi$  para lo cuál utilizamos el teorema del seno.

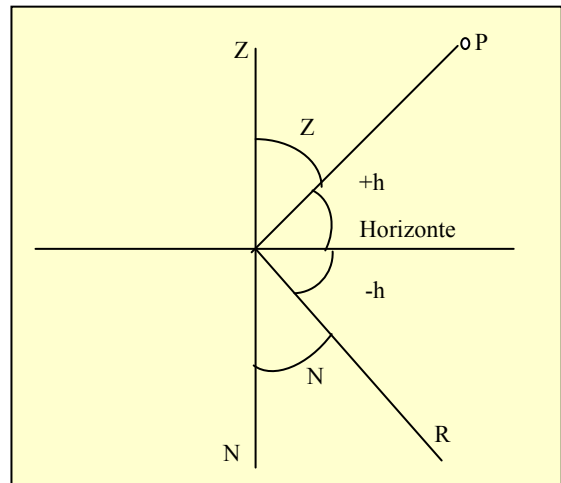
$$\frac{\text{sen}\psi}{1-3} = \frac{\text{sen}B}{1-2} \therefore \text{sen}\psi = \text{sen}B \frac{1-3}{1-2} \Rightarrow \psi$$

$$\frac{\text{sen}\phi}{3-4} = \frac{\text{sen}\delta}{2-4} \therefore \text{sen}\phi = \text{sen}\delta \frac{3-4}{2-4} \Rightarrow \phi$$

Haciendo la resta  $360^\circ - \psi - \phi$  se obtiene el valor  $\alpha$ .

Hemos visto 4 casos de medición ex-céntrica de ángulo horizontal con teodolito, que nos permitirán resolver la mayoría de los casos que se nos presenten.

## MEDICION DE ANGULOS VERTICALES CON TEODOLITOS



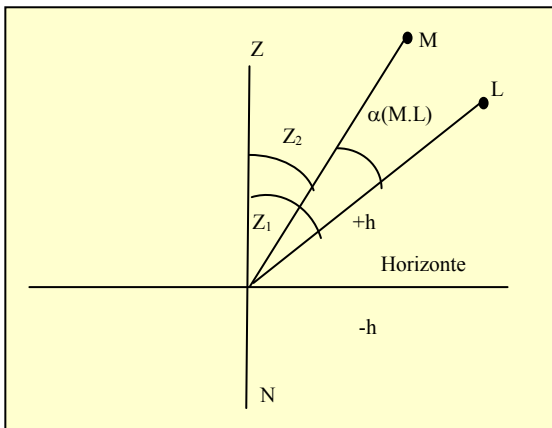
El teodolito permite la medición de ángulos verticales, para lo cuál se utiliza el círculo graduado ubicado en forma vertical. Estos ángulos se refieren siempre a dos

líneas básicas que son la horizontal y la del cenit.

Estos ángulos son también llamados de altura y pueden ser positivos o negativos según se encuentren por sobre o debajo del horizonte.

La prolongación hacia abajo de la línea cenital recibe el nombre de Nadir. Si la referencia es el cenit esta distancia o ángulo se llama cenital y si la tomamos desde el nadir la distancia será nadiral. Dado el carácter ortogonal de la línea Cenit- Nadir con el horizonte siempre se cumplirá que  $z + h = 90^\circ$ ;  $z = 90^\circ - h$ .

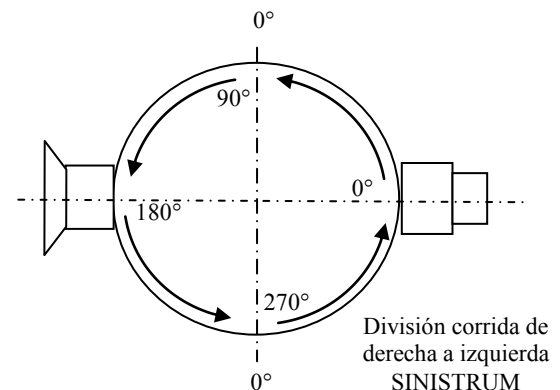
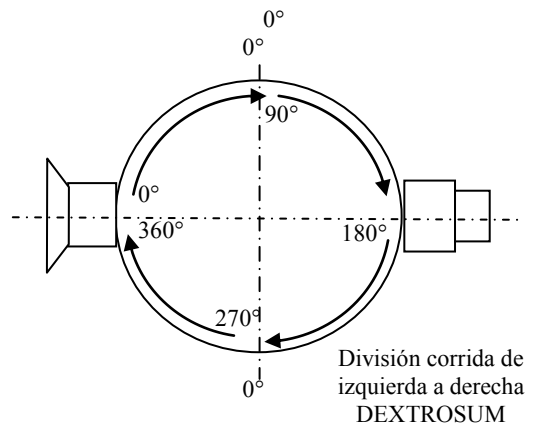
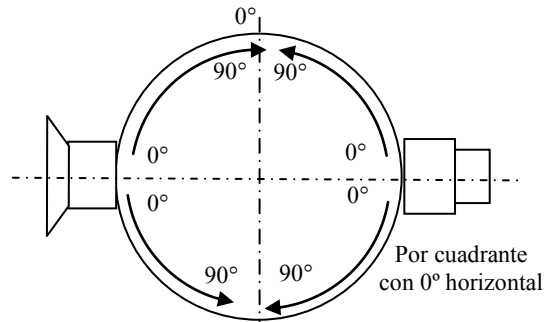
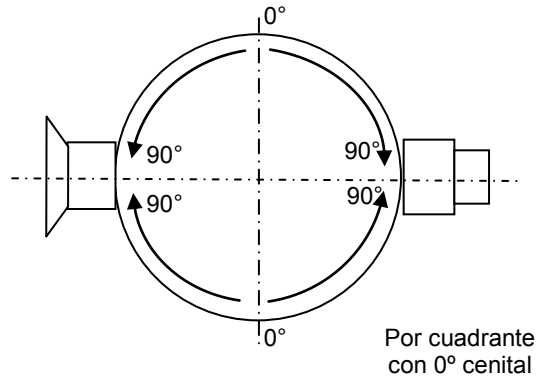
Para medir un ángulo vertical es necesario que las 2 direcciones se encuentren en un mismo plano vertical. Cuando el ángulo vertical corresponde a dos puntos que no se encuentran en el cenit ni en el horizonte el valor se obtiene por la diferencia de las dos posiciones.



$$\alpha (M.L) = Z_1 - Z_2$$

Si los valores se hubieran tomado respecto del horizonte se procede de igual manera.

Debido al sistema de operar los limbos verticales están graduados de distintas maneras ya sea por cuadrantes o por división corrida.



Para efectuar una medición es necesario que la línea vertical del limbo se encuentre coincidiendo con la del cenit nadir. Esto se logra centrando un nivel tubular que a tal efecto trae el aparato. Los instrumentos modernos han eliminado este nivel y traen un sistema compensador automático que funciona cuando el teodolito se encuentra en condiciones operativas.

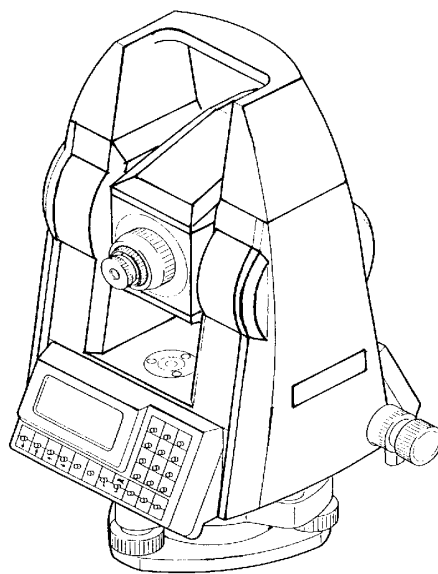
Con el objeto de aumentar la precisión eliminando errores instrumentales y para asegurarse de que no se han cometido errores accidentales se aconseja medir el ángulo por lo menos dos veces, una con el limbo a la izquierda y otra a la derecha, estas 2 mediciones se promedian.

Cuando se miden ángulos verticales para determinar trigonómicamente desniveles entre puntos que se encuentran a más de 5 km. se deben hacer lecturas desde los 2 puntos y promediar, para evitar en parte distorsiones que producen las condiciones atmosféricas.

## ESTACIÓN TOTAL

Con este nombre se denomina a un instrumento que ha sintetizado en si mismo a las funciones que desempeñan el teodolito y el distanciometro electrónico. Esta combinación de tareas, agregado a la tecnología que presenta el instrumento dio como resultado una funcionalidad muy superior a aquellos aparatos. Las distintas marcas que ofrecen el producto en el mercado denominan al aparato como taquímetro electrónico, teodolito distanciometro, estación total, etc.

Estos equipos son de funcionamiento totalmente electrónico por consiguiente llevan baterías que en general se colocan dentro del mismo aparato, y son del tipo recargables.



## DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS QUE COMPONEN LA ESTACIÓN TOTAL

### Trípode

El instrumento va colocado sobre un trípode de metal, madera o plástico, en todos los casos los extremos de fijación en el suelo y el cabezal son metálicos. Es un elemento casi idéntico al del teodolito que ya hemos descrito.

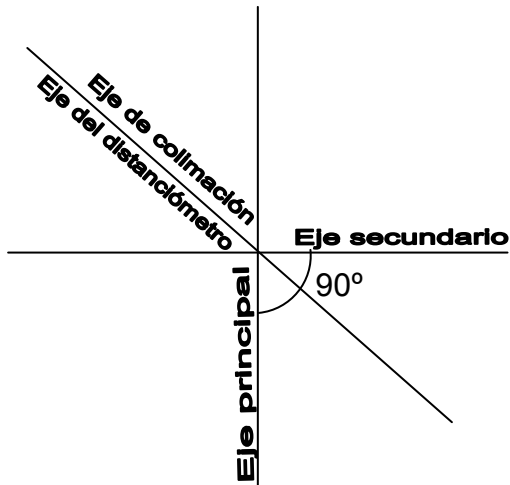
### Aparato

Consta de 2 partes una fija y otra móvil o aliada. En la fija van colocados los tornillos calantes, que pueden ser dos o tres según el modelo y el limbo horizontal.

En la aliada se encuentra el anteojo, con su sistema de medición de distancias, el nivel esférico, tornillo de aproximación,

panel de teclados selectores de modo y la pantalla del indicador el que siempre es iluminado y con números grandes para facilitar su lectura.

## Ejes del aparato

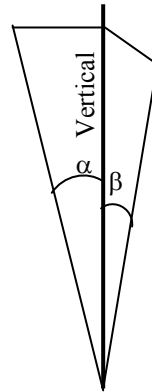


### Eje principal

Es el eje alrededor del cual gira la alidada, en condiciones operativas se debe colocar vertical. Esto se logra centrando el nivel esférico de alidada lo que posibilita una verticalidad bastante aproximada, esto es suficiente ya que las E.T. vienen equipadas con compensador de doble eje.

El compensador de doble eje es un sistema automático que actúa una vez que el eje principal se encuentra aproximadamente vertical eliminando la influencia del error de verticalidad.

Las pequeñas inclinaciones en  $x$  e  $y$  son compensadas por el aparato por consiguiente no influyen en el resultado de las mediciones angulares asegurando una precisión y seguridad que no se puede lograr en los teodolitos.



$\alpha$  = inclinación en  $x$ .

$\beta$  = inclinación en  $y$ .

Esta característica permite ahorrar tiempo ya que para nivelar el instrumento no es necesario girarlo, la operación se realiza en una sola posición y usando el nivel esférico.

### Eje secundario

Esta colocado a 90° con respecto al eje principal y a su alrededor gira el anteojo, por la tanto en condiciones operativas se coloca horizontal.

### Eje de colimación

En el caso de las E.T. el eje de colimación es coincidente con el eje de del distanciómetro, ya que este aparato mide distancias en forma electrónica con el auxilio de prismas de forma similar a la que se ha descrito en la pagina 31 en el titulo "distanciómetros electrónicos".

Por la tanto al colocar el prisma en el punto considerado, se apunta al mismo y al efectuar el disparo se obtendrá simultáneamente la distancia y el valor angular de esa dirección la que será usada por el aparato para determinar el valor de los ángulos que está midiendo.

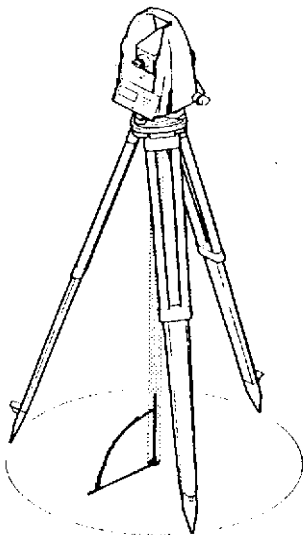
## Tornillos nivelantes o calantes

Pueden ser dos o tres según el modelo, una vez colocada la E.T. sobre el cabezal del trípode, se accionan para centrar el nivel esférico de alidada. Esta operación se realiza desde una sola posición sin girar la alidada.

## Plomada

Sirve para colocar al aparato sobre el punto estación, las más modernas usan la proyección de un rayo láser hacia el suelo, indicando el punto sobre el que se encuentra estacionado, esta plomada se debe accionar una vez verticalizado el eje principal ya que ella es la proyección de este eje hacia abajo.

Existen otros modelos que utilizan la plomada óptica, pero ya han sido superadas en rapidez y sencillez de uso por las de láser.

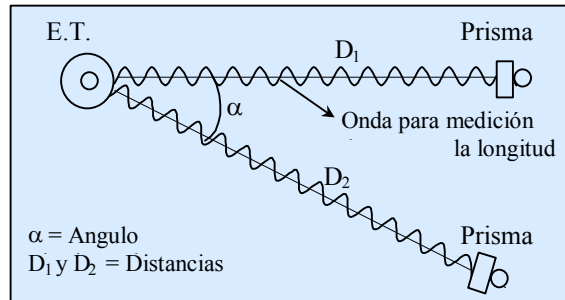


## Nivel esférico

Esta colocado sobre la alidada y sirve de referencia para verticalizar el eje principal. En general es el único habiéndose eli-

minado el nivel tórico por no ser necesario una verticalización muy exacta ya que el compensador de doble eje elimina la influencia del error de verticalidad en las lecturas angulares.

## Limbos graduados



Llevar dos limbos, para mediciones angulares horizontales y verticales, la función es similar a las de los teodolitos, con la diferencia de que las lecturas sobre ellos la efectúa el aparato registrándolas en su memoria o expresándolas en la pantalla indicadora según lo necesitemos.

## Tornillos de movimientos finos

Llevar 2 tornillos de movimientos finos, uno horizontal y otro vertical que son del tipo SIN-FIN, para efectuar el apuntamiento final. Los movimientos gruesos se realizan a fricción habiéndose eliminado los tornillos de fijación, estos han sido quitados para ahorrar tiempo y evitar inconvenientes operativos.

## Anteojos

Es un pequeño telescopio que va montado sobre las horquillas, es similar al de los teodolitos pero llevan incorporados el distanciometro cuyo eje actúa en coincidencia con el de colimación.

## Estaciones Totales Robotizadas

Como ya hemos dicho para obtener la distancia se dirige la visual a uno o varios prismas que actúan como reflectores de la onda de medición.

En algunos casos es necesario que el prisma se encuentre en movimiento o que su estación sea tan reiterada que es más rápido y sencillo que se traslada de un punto a otro sin detenerse.

En estos casos se puede utilizar un modelo de E.T. que tiene un sistema robótico que permite que el aparato en forma autónoma siga al prisma en sus traslaciones, de esta manera se obtienen datos de su itinerario durante el lapso deseado.

## Equipamiento

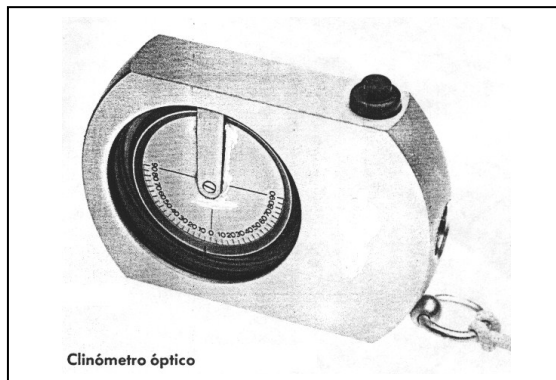


En la recolección o levantamiento de datos en campaña las E.T. van grabando en su memoria toda la información que desea el operador. Luego esta debe ser bajada a una computadora que la procesa utilizando un software que se provee junto con el equipo. El manual de instrucciones nos indica con amplitud como utilizar el aparato y los métodos operativos a aplicar de acuerdo a la problemática de campaña a resolver.

## CLINÓMETROS

Se define con este nombre a un pequeño instrumento de uso manual, que permite determinar alturas, ángulos verticales y pendientes del terreno en una forma rápida y sencilla.

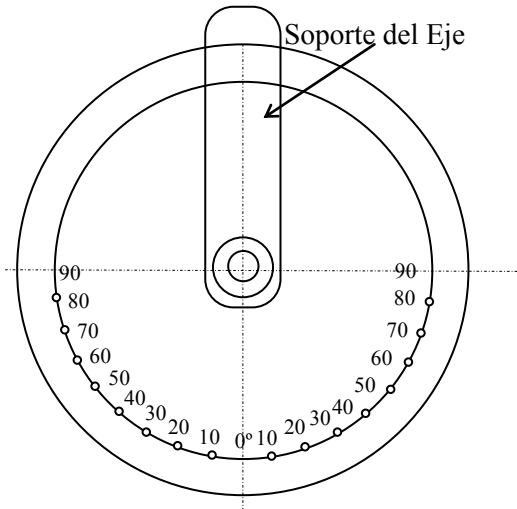
Su peso es de unos 150 gramos y sus medidas aproximadas son de 8cm X 1,5cm X 5cm, como se ve son pequeños y cómodos para transportar.



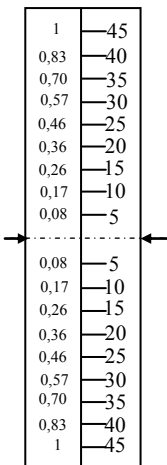
**Descripción:** Dentro del instrumento va colocado un disco contrapesado que funciona por gravedad dejando su graduación  $0^\circ$  sobre la línea vertical en todo momento cualquiera sea la inclinación del aparato, por lo tanto entregará como dato el ángulo vertical medido con referencia a esta línea y además el valor de la tangente de este.



Este disco gira dentro de una cápsula herméticamente cerrada y llena de un líquido transparente que permite el libre movimiento y una detención rápida sin vibraciones, este líquido no se congela ni evapora con los cambios de temperatura.



Vista lateral de la ruedita, su diámetro es de 3,5cm y la graduación angular tiene el 0° abajo y permite una lectura directa a simple vista.



Ruedita vista de costado

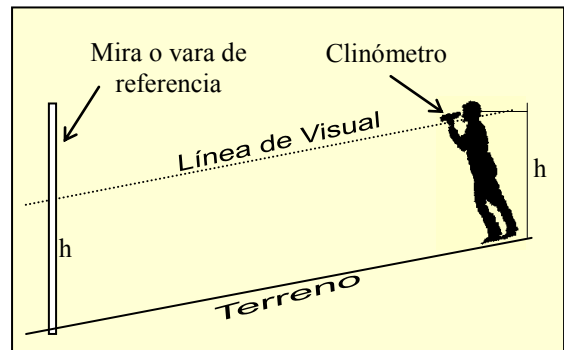
Cuando se observa por el ocular del aparato lo que se ve es el canto o borde de la ruedita el que es bastante ancho con el propósito de que se puedan efectuar las grabaciones para su lectura. De la mitad hacia la derecha se indican los grados del ángulo de pendiente que se observa en ese momento y a la izquierda se lee el valor natural de la tangente que corresponde a ese ángulo.

Con estos datos se podrán calcular, la pendiente del terreno, alturas de árboles u

otros objetos y la reducción de distancias a la horizontal. Para operarlo se lo sostiene con la mano y se observa el ocular con un ojo, y con el otro se observa el objeto que interesa, luego se observa en el borde de la ruedita el valor angular y la tangente del mismo.

### Calculo de la Pendiente:

Cuando se trata de calcular la pendiente del terreno, se debe tener en cuenta la altura del operador desde el suelo hasta sus ojos, la observación se hace a una mira de nivelación o vara vertical cuidando de hacerlo a la misma altura del observador de este modo se estará proyectando una línea de visual paralela a la superficie topográfica.



Este gráfico esquematiza la situación, en el se observa que la línea de visual tiene la misma pendiente que el terreno.

El aparato nos entrega el valor de la tangente del ángulo de inclinación, analicemos su significado.

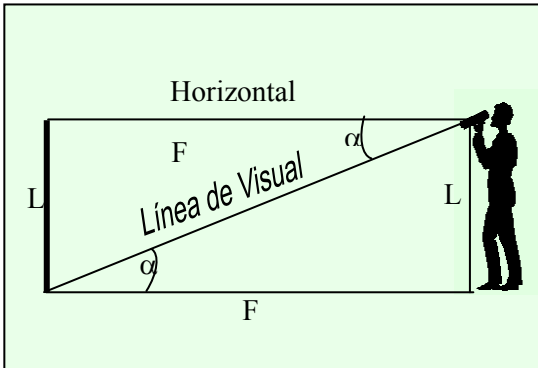
$$Tg \alpha = L / F$$

Sabemos que la pendiente de un terreno es la que este sube o baja en 100 mts.

Por lo tanto será  $\frac{L}{F} \cdot 100$ , observamos que

L/F es el valor de la Tg de  $\alpha$ , por lo tanto la pendiente se obtiene multiplicando el valor de la tangente que nos da el aparato por 100 obteniéndose un valor porcentual, por ejemplo para un ángulo  $\alpha = 25^\circ$  será:

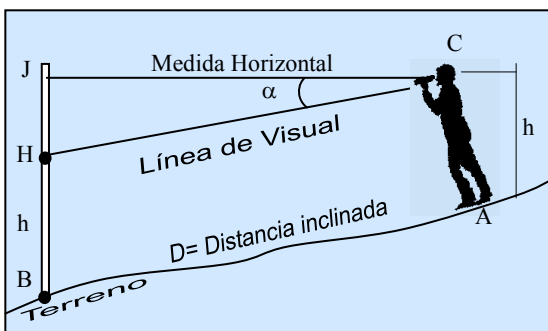
Tg  $25^\circ = 0,46$   
 Pte =  $0,46 \times 100 = 46\%$



### Reducción de Distancias a la Horizontal:

El clinómetro puede usarse también para determinar la medida horizontal de un terreno inclinado.

Se debe efectuar la medición lineal sobre el terreno siguiendo su pendiente natural, luego operando el clinómetro se determina el valor del ángulo de pendiente  $\alpha$ .



La línea de visual es paralela a la superficie del terreno, y nos define el triángulo CHJ, del que conocemos el ángulo  $\alpha$  y

la distancia D, en este triángulo.

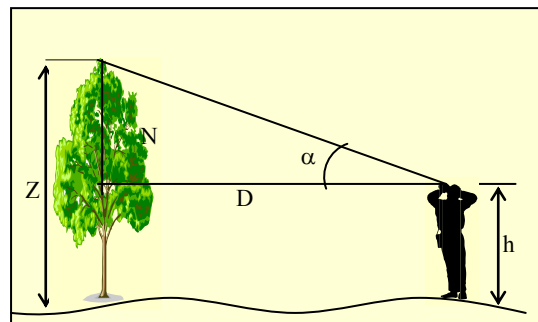
$\cos \alpha = \frac{C.J}{C.H}$ , de donde despejamos

$CJ = \cos \alpha \cdot C.H$ , como sabemos  $CH = D$ , por lo tanto  $C_1 = \cos \alpha \cdot D$  que corresponde a la distancia horizontal.

### Calculo de Alturas:

La determinación de alturas de objetos se realiza en forma rápida sobre todo cuando la tarea se efectúa en serie sobre muchos casos como es el de árboles.

Se opera la determinación desde cualquier punto cercano al árbol, se dirige la visual al punto de la copa que interesa y se lee el valor de la tangente en el ocular del clinómetro. Luego se mide la distancia desde el punto de operación hasta la base del árbol, tendremos entonces los datos necesarios para calcular la altura.

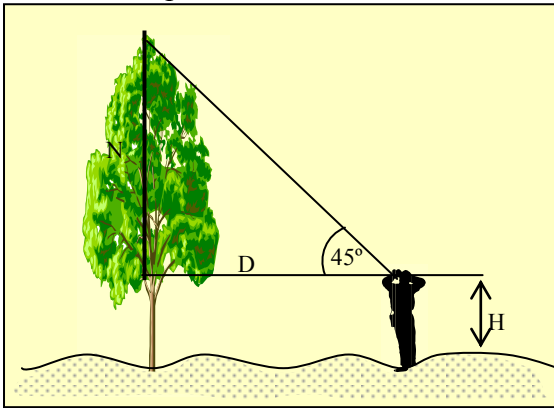


El valor natural de la  $\text{tg } \alpha = N/D$ , despejamos  $N = \text{tg } \alpha \cdot D$ , como la observación se efectúa a la altura de los ojos del operador se le debe agregar esta al valor N, siendo la altura total del árbol  $Z = N + h$ .

Si el terreno fuera suficientemente despejado se puede desarrollar un método que simplifica el cálculo de la altura.

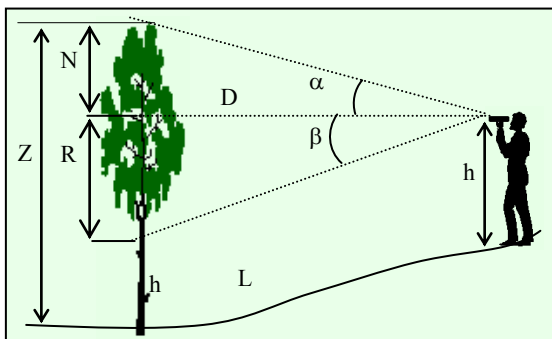
Sabemos que el valor natural de la tg de  $45^\circ$  es igual a 1 por lo tanto si proyectamos con el clinómetro una visual a  $45^\circ$  hasta el extremo superior del árbol tendremos el caso de que la altura desde nuestros

ojos, es igual a la distancia horizontal a que nos encontramos del tronco. En este caso particular  $N = D$ .



A esta situación se la debe provocar observando por el clinómetro la parte superior del árbol y avanzar o retroceder hasta lograr que se produzca la coincidencia de que con un ángulo de inclinación de  $45^\circ$  mantenemos nuestra línea de mira a la copa del árbol. En este momento medimos D. Con este método nos evitamos realizar el cálculo de N.

Este caso es adecuado cuando el terreno es horizontal veamos como debemos operar cuando es inclinado, se presentan dos casos:



a) En terreno con pendiente donde la base del árbol está más abajo que el operador se deben hacer 2 determinaciones una de ellas es N que va desde la horizontal hasta la co-

pa y la otra R desde el horizonte hasta la altura h del tronco. Por lo tanto tendremos  $\text{tg } \alpha$  y  $\text{tg } \beta$ , calculamos primero la distancia horizontal D. Midiendo L obtenemos  $D = L \cdot \cos \beta$ .

Luego calculamos:

$$N = D \cdot \text{tg } \alpha$$

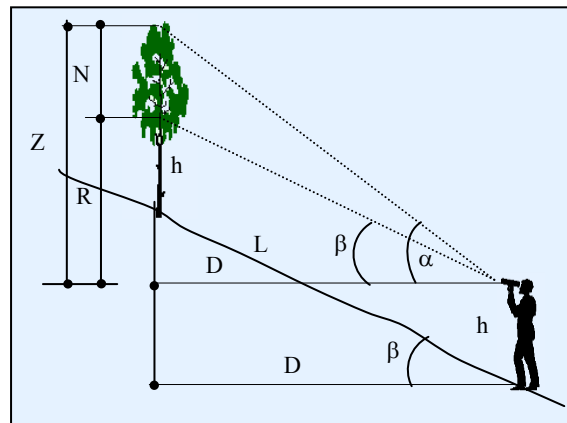
$$R = D \cdot \text{tg } \beta$$

Sumando  $N + R + h = Z$  (la altura total del árbol), reemplazando:

$$Z = (D \cdot \text{tg } \alpha + D \cdot \text{tg } \beta) + h \therefore$$

$$Z = D \cdot (\text{tg } \alpha + \text{tg } \beta) + h$$

b) En terrenos con pendiente donde la base del árbol está más alta que el operador, también se deben hacer 2 determinaciones de alturas.



Desde una distancia cualquiera L se toman los ángulos  $\alpha$  de la copa del árbol y  $\beta$  a la altura h del tronco obteniendo sus correspondientes valores de tg.

Como vemos en la figura de la distancia L desde el operador hasta el árbol nos permite calcular D, haciendo  $D = L \cdot \cos \beta$ , se toma el valor angular de  $\beta$  por ser la lectura hecha a la altura h del tronco y por lo tanto la línea de visual ha sido paralela al

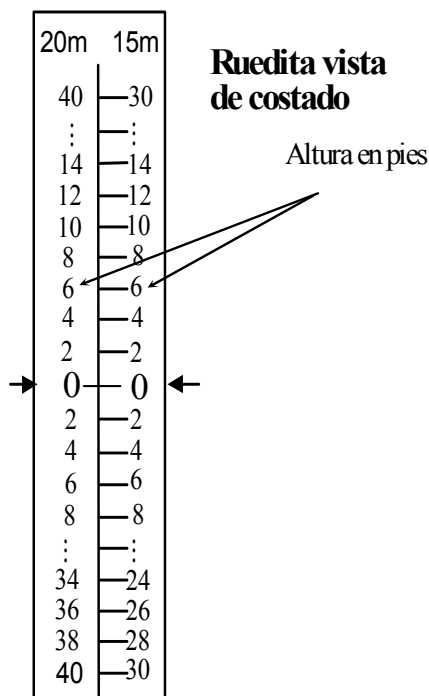
terreno natural sobre el cuál se mide la distancia  $L$ . Luego calculamos  $Z = \text{tg } \alpha \cdot D$  y  $R = \text{tg } \beta \cdot D$ , con estos datos obtenemos  $N = Z - R$ , pero  $N$  es la altura desde  $h$  hacia arriba, entonces debemos agregar este valor para obtener la altura total del árbol:

$$H_{\text{total}} = N + h.$$

Resumiendo los pasos serán:

- 1- El operador toma los valores de la  $\text{tg } \alpha$  hacia la copa del árbol y la  $\text{tg } \beta$  a la altura  $h$  del tronco.
- 2- Mide la distancia  $L$  hasta la base del árbol.
- 3- Con estos datos calcula:  
 $D = L \cdot \cos \beta$   
 $Z = D \cdot \text{tg } \alpha$   
 $R = D \cdot \text{tg } \beta$   
 $N = Z - R = (D \cdot \text{tg } \alpha) - (D \cdot \text{tg } \beta)$   
 $N = D \cdot (\text{tg } \alpha - \text{tg } \beta)$
- 4- Altura total =  
 $N + h = D (\text{tg } \alpha - \text{tg } \beta) + h$

## HIPSÓMETROS



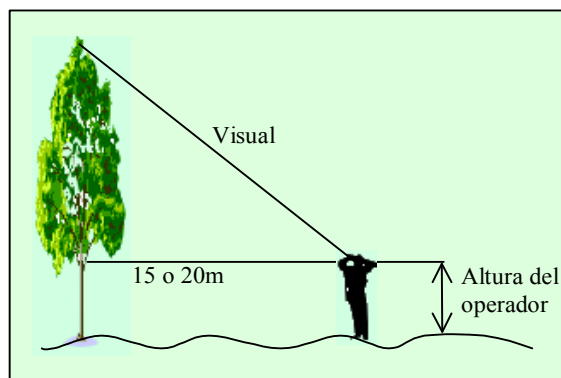
Los hipsómetros son instrumentos muy parecidos en tamaño y peso a los clinómetros, sirven para la medición de alturas, en especial de árboles, en forma rápida y con la aproximación necesaria para este tipo de determinaciones.

Dentro del aparato lleva una ruedita contrapesada que funciona por gravedad dejando el cero grado en la parte de abajo observando de costado o en posición vertical y abajo.

Para utilizar este instrumento el operador debe colocarse a una distancia predefinida del objeto a medir, para nuestra descripción tomaremos el hipsómetro cuyas líneas bases son de 15 y 20 metros. Esto significa que para trabajar nos colocamos a 15 o 20m del objeto a medir y según sea usamos una u otra escala.

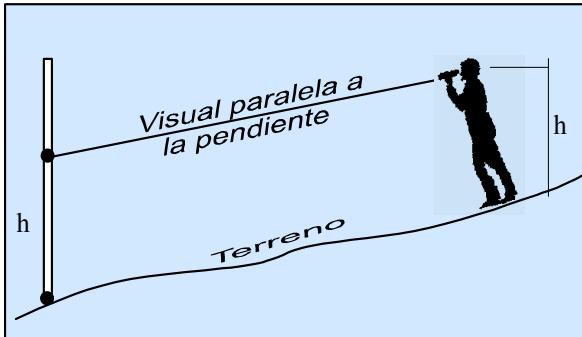
Al observar por el ocular con un ojo se ve el borde de la ruedita, el otro ojo debe observar el punto al que dirigimos la visual y se produce entonces una ilusión óptica, la lectura sobre la ruedita se ve proyectada hacia el punto observado, base o copa del árbol.

En el borde de la ruedita lleva grabado a la izquierda la escala de 20 m y a la derecha la de 15 metros.

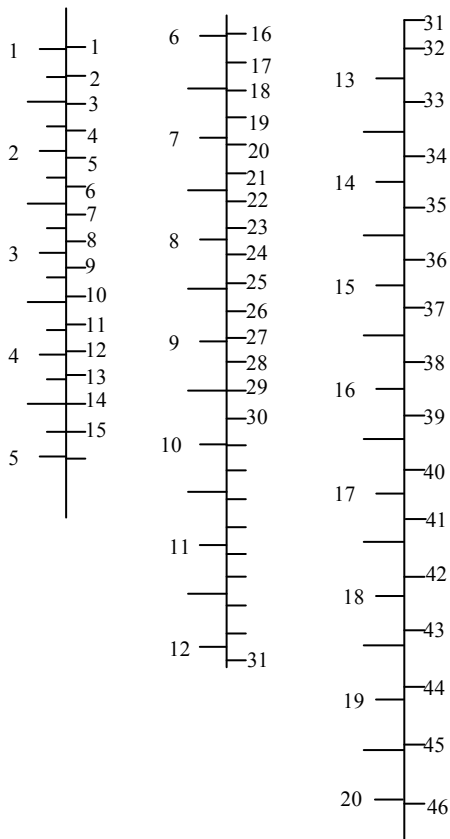


Al observar por el ocular se ve el borde de la ruedita el que nos indica la altura en pies del punto observado, al que se le debe agregar la altura del operador.

También podemos obtener el ángulo de pendiente, para ello observamos con el aparato en forma paralela al terreno y hacemos la lectura por el ocular sobre la escala de 20 m.

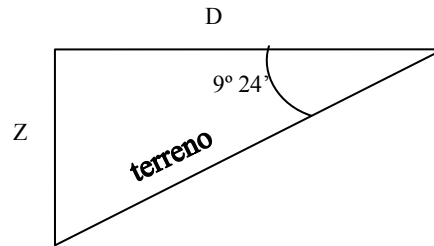


Con este valor entramos en la tabla de conversión impresa en la parte posterior (reverso) del instrumento.



### Supongamos un ejemplo

La lectura sobre la escala de 20 m es 3,25 a este valor le corresponde un ángulo  $\alpha$  entre  $9^\circ$  y  $10^\circ$  estimamos que sea  $9,4^\circ$  o sea  $9^\circ 24'$  por la tanto para este ángulo corresponderá la siguiente pendiente.



$$Pte = \frac{Z}{D} = \text{tg } 9^\circ 24'$$

$$\text{Tg } 9^\circ 24' = 0,165548$$

$$Pte = 0.165548 \times 100 = 16,55\%$$

### Errores que influyen sobre la medición de alturas

Al manejar sobre el terreno los clinómetros e hipsómetros el operador está sujeto a que se produzcan tres tipos de errores que influyen sobre su medición.

#### 1. Errores cometidos por el observador

Estos son debidos a descuidos o mal entrenamiento del operador, y consisten en visualizar puntos incorrectos de la base o parte superior del objeto a medir. También influye la falta de práctica para sostener el aparato y operarlo adecuadamente.

#### 2. Error relacionado con el aparato

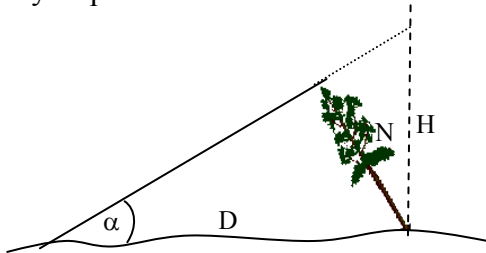
El instrumento puede ser afectado por el uso y tener desgastes que alteren su funcionamiento. También los golpes lo afectan y se producen lecturas incorrectas.

**3. Errores que dependen del objeto**

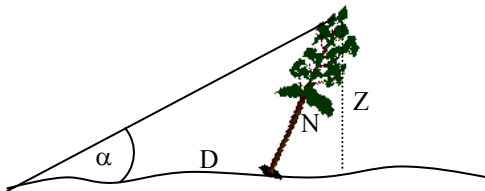
Estos son los más comunes por la diversidad de formas y ubicación que asume el objeto observado.

**Árboles inclinados:**

Observamos en el gráfico que H es mayor que la altura del árbol N.

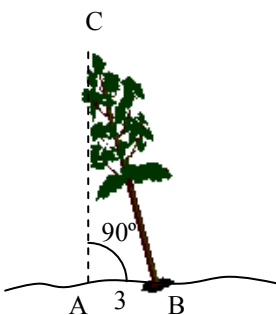


En este caso la altura será Z que es menor que el largo N del árbol.



Vemos en estos casos que es necesario tener en cuenta la inclinación del árbol ya que si calculamos en la forma habitual haciendo  $H = \text{tg} \alpha \cdot D$ , cometemos un error.

Veamos la magnitud de esta diferencia para el caso de un largo real de un árbol de 20m.



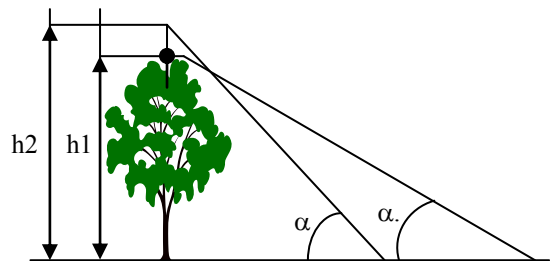
Para  $AB = 3\text{m}$ .  
 $(CB)^2 = (CA)^2 + (AB)^2$   
 $(CA)^2 = (CB)^2 - (AB)^2$   
 $CA = \sqrt{(CB)^2 - (AB)^2}$   
 $CA = \sqrt{20^2 - 3^2}$   
 $CA = \sqrt{391}$   
 $CA = 19,77\text{m}$ .

Si comparamos vemos que se produce un error igual a  $20\text{m} - 19,77\text{m} = 0,23\text{m}$ . para una altura de 20 m. y un despla-

miento lateral de 3 m. Esto nos demuestra que debemos aplicar nuestro criterio si es o no necesario hacer la corrección de acuerdo al fin de nuestro trabajo.

**Forma de follaje**

Cuando el follaje del árbol no nos deja ver el punto concreto que nos interesa se comete un error que será mayor cuando más cerca estemos del árbol.



Vemos en el gráfico que h2 (visual más cerca del árbol) está afectada de un error mayor que h1 (observación más alejada).

**CURVAS CIRCULARES**

Cuando se tienen dos alineaciones rectas que se cortan en un punto y se desean vincular a ambas, se coloca entre ellas una curva que le sirve de unión, este es el caso de los tramos de un camino, de ferrocarril, canal, etc.

A estos efectos la curva circular es la más simple, existiendo otras de distintos diseño. Veremos algunos métodos para replantar dichas curvas.

Antes de proceder al trabajo de replanteo se deben determinar los elementos de la curva.

La principal y que da origen a los demás cálculos es saber el ángulo que forman

las 2 alineaciones y el radio de la curva a utilizar.

**Elementos de la curva**

- R = Radio de la curvatura.
- $\beta$  = Ángulo que forman los dos tramos a unir.
- AB = BC = Longitud de las tangentes.
- AE = Abscisa del vértice de la curva.
- ED = Ordenada del vértice de la curva.
- BD = Externa.
- ADC = Longitud del arco de la curva.

$BD = BO - OD$  siendo  $BO = R \cdot \sec \alpha/2$   
 Y considerando que  $OD = R$  tenemos  
 $BD = R \cdot \sec \alpha/2 - R$  Sacando factor R del segundo miembro:

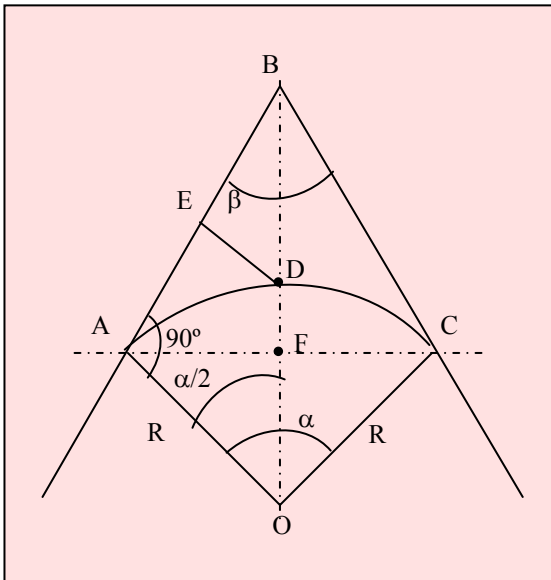
$$BD = R (\sec \alpha/2 - 1)$$

- d) Valor de la abscisa del vértice de la curva.  
 $AE = AF = R \cdot \sin \alpha/2$
- e) Ordenada del vértice de la curva  
 $ED = FD = R - R \cos \alpha/2$

- f) Longitud de la curva para un ángulo central  $\alpha$ .  
 La longitud total de la circunferencia de la curva es igual a  $2 \cdot \pi \cdot R$ ; es decir corresponde a un ángulo central de  $360^\circ$ , si el ángulo central es menor o sea  $\alpha$  entonces la longitud de la curva estará en función de  $\alpha$  y expresaremos:

$$\text{Long} = \frac{\alpha}{360^\circ} \cdot 2 \cdot \pi \cdot R \text{ simplificando por 2}$$

$$\text{queda : } \text{long} = \frac{\alpha \cdot \pi \cdot R}{180^\circ}$$

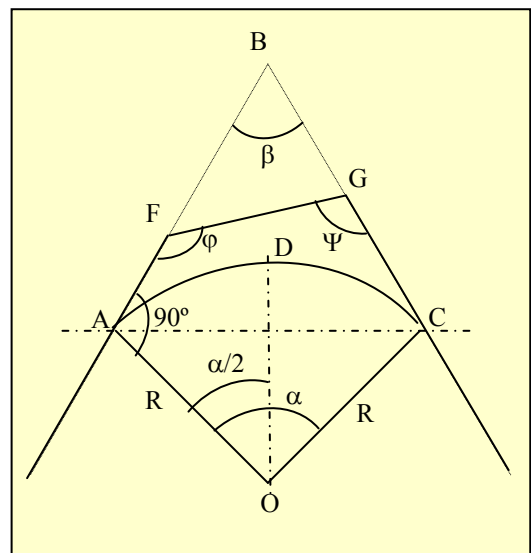


- a) Cálculo de  $\alpha/2$   
 En el triángulo OAB tenemos que:  
 $180^\circ = \alpha/2 + B/2 + 90^\circ$   
 $\alpha/2 = 180^\circ - B/2 - 90^\circ \therefore \alpha/2 = 90^\circ - B/2$ .

- b) Cálculo de la longitud de las tangentes:

$$\text{tg} \frac{\alpha}{2} = \frac{AB}{R} \therefore AB = \text{tg} \frac{\alpha}{2} \cdot R$$

- c) Distancia desde el vértice B hasta el vértice de la curva D.



Cuando es inaccesible el punto en que se cortan las 2 alineaciones, por encontrarse en el agua, un barranco profundo, etc. y por lo tanto no se puede medir el ángulo  $\beta$  de nuestro ejemplo se procede de la siguiente manera:

Se toman 2 puntos F y G sobre las tangentes. Se miden los ángulos  $\varphi$  y  $\Psi$  y la longitud de FG, calculamos  $\beta$  en el triángulo FBG.

$$\beta = 180^\circ - (180^\circ - \varphi) - (180^\circ - \Psi)$$

$$\beta = 180^\circ - 180^\circ + \varphi - 180^\circ + \Psi$$

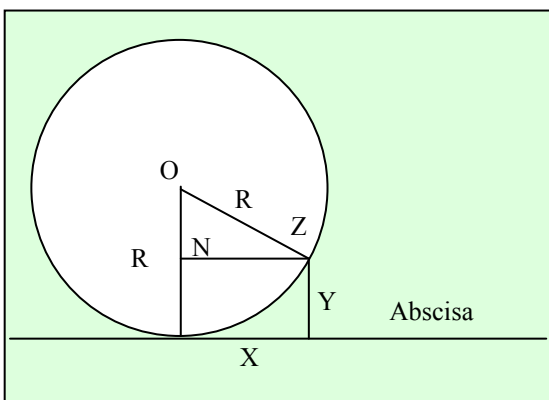
$$\beta = \varphi + \Psi - 180^\circ$$

De esta forma se obtiene  $\beta$  que es el dato que faltaba y se procede al cálculo de los demás elementos de acuerdo al punto anterior.

### METODO DE COORDENADAS

Este método consiste en ir replanteando puntos de la curva a partir del principio de la misma y tomando la tangente como eje de las abcisas “x” al que se van dando valores y calculando las ordenadas “y”.

Veremos que formula utilizar .



El dato básico es el valor de R. Si asignamos un valor a “x” calculamos el valor de “y”.

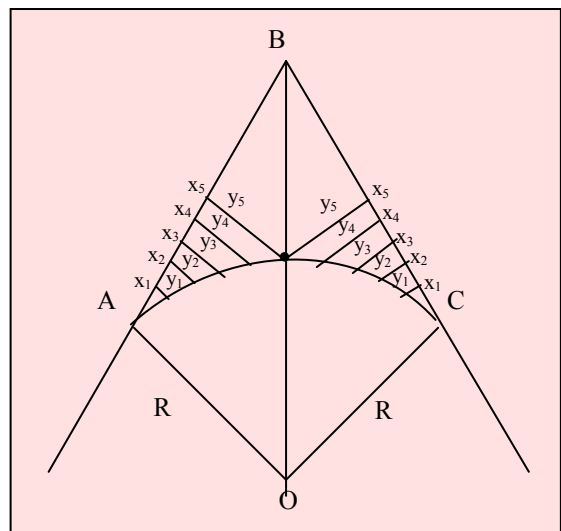
$y = R - ON$  veremos cuanto vale ON. En el triángulo ONZ  $R^2 = (ON)^2 + (NZ)^2$  siendo  $NZ = x$

Despejamos ON :  $ON = \sqrt{R^2 - x^2}$

Reemplazando en  $y = R - ON$ .

$$y = R - \sqrt{R^2 - x^2}$$

Con esta fórmula calculamos y para valores que vamos asignando a x. En el campo procedemos a marcar el vértice de la curva y las tangentes, determinamos el punto de comienzo de curva y desde allí replanteamos los valores calculados avanzando en dirección al vértice B levantando las ordenadas “y” correspondientes tendremos los puntos de la curva.

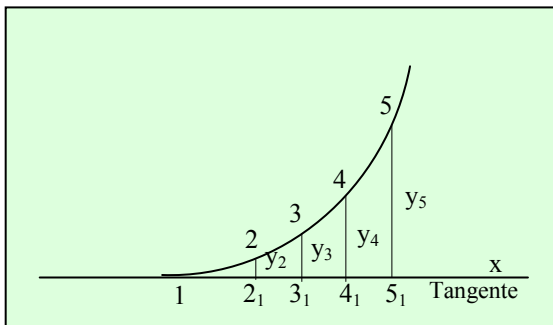


A continuación se incluye una tabla de valores calculados para la ordenada “y” de una curva circular, a partir de la longitud del radio y del valor asignado a “x”. se desarrollan magnitudes del radio que van desde 25m hasta 420m y se



consideran los x cada 5m y 10m.

A los fines prácticos del replanteo es aconsejable tomar los valores parciales de las x de igual valor pues simplifica el trabajo de campo.



X	Radio									
	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70
5	0,51	0,42	0,36	0,31	0,28	0,25	0,23	0,21	0,19	0,18
10	2,09	1,72	1,46	1,27	1,13	1,01	0,92	0,84	0,77	0,72
15	5,00	4,02	3,38	2,92	2,57	2,30	2,08	1,91	1,75	1,63
20	10,00	7,64	6,28	5,36	4,69	4,17	3,77	3,43	3,15	2,92
25	25,00	13,42	10,51	8,78	7,58	6,70	6,01	5,46	5,00	4,62
30		30,00	16,97	13,54	11,46	10,00	8,90	8,04	7,34	6,75
35			35,00	20,64	16,72	14,29	12,57	11,27	10,23	9,38
40				40	24,38	20,00	17,25	15,28	13,77	12,55
45					45,00	28,21	23,38	20,31	18,10	16,38
50						50,00	32,09	26,83	23,47	21,01

X	Radio									
	75	80	85	90	100	110	120	125	130	
5	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,13	0,11	0,10	0,10	0,10
10	0,67	0,63	0,59	0,56	0,53	0,50	0,46	0,42	0,40	0,39
15	1,52	1,42	1,33	1,26	1,19	1,13	1,03	0,94	0,90	0,87
20	2,72	2,54	2,39	2,25	2,13	2,02	1,83	1,68	1,61	1,55
25	4,29	4,01	3,76	3,54	3,35	3,18	2,88	2,63	2,53	2,43
30	6,26	5,84	5,47	5,15	4,86	4,61	4,17	3,81	3,65	3,51
35	8,67	8,06	7,54	7,08	6,68	6,33	5,72	5,22	5,00	4,80
40	11,56	10,72	10,00	9,38	8,83	8,35	7,53	6,86	6,57	6,31
45	15,00	13,86	12,89	12,06	11,33	10,70	9,63	8,76	8,38	8,04
50	19,10	17,55	16,26	15,17	14,22	13,40	12,02	10,91	10,44	10,00
55	24,01	21,91	20,19	18,76	17,54	16,48	14,74	13,35	12,75	12,21
60	30,00	27,08	24,79	22,92	21,35	20,00	17,80	16,08	15,34	14,67
65	37,58	33,36	30,23	27,75	25,72	24,01	21,26	19,13	18,23	17,42
70	48,07	41,27	36,78	33,43	30,77	28,59	25,15	22,53	21,44	20,46
75	75,00	52,16	45,00	40,25	36,69	33,86	29,53	26,33	25,00	23,82

X	Radio									
	140	150	160	170	175	180	190	200	210	220
10	0,36	0,33	0,31	0,29	0,29	0,28	0,26	0,25	0,24	0,23
20	1,44	1,34	1,25	1,18	1,15	1,11	1,06	1,00	0,95	0,91
30	3,25	3,03	2,84	2,67	2,59	2,52	2,38	2,26	2,15	2,06
40	5,84	5,43	5,08	4,77	4,63	4,50	4,26	4,04	3,84	3,67
50	9,23	8,58	8,01	7,52	7,29	7,08	6,70	6,35	6,04	5,76
60	13,51	12,52	11,68	10,94	10,61	10,29	9,72	9,21	8,75	8,34
70	18,76	17,34	16,13	15,08	14,61	14,17	13,36	12,65	12,01	11,43
80	25,11	23,11	21,44	20,00	19,36	18,75	17,66	16,70	15,84	15,06
90	32,76	30,00	27,71	25,78	24,92	24,12	22,67	21,39	20,26	19,25
100	42,02	38,20	35,10	32,52	31,39	30,33	28,45	26,79	25,34	24,04
110	53,40	48,02	43,81	40,39	38,89	37,52	35,08	32,97	31,11	29,47
120	67,89	60,00	54,16	49,58	47,62	45,84	42,69	40,00	37,66	35,61
130	88,04	75,17	66,73	60,46	57,85	55,50	51,44	48,01	45,08	42,52
140	140,00	96,15	82,54	73,56	70,00	66,86	61,55	57,17	53,48	50,29
150		150,00	104,32	90,00	84,86	80,50	73,38	67,71	63,03	59,07

X	Radio									
	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320
10	0,22	0,21	0,20	0,19	0,19	0,18	0,17	0,17	0,16	0,16
20	0,87	0,83	0,80	0,77	0,74	0,72	0,69	0,67	0,65	0,63
30	1,96	1,88	1,81	1,74	1,67	1,61	1,56	1,50	1,46	1,41

40	3,50	3,36	3,22	3,10	2,98	2,87	2,77	2,68	2,59	2,51
50	5,50	5,27	5,05	4,85	4,67	4,50	4,34	4,20	4,06	3,93
60	7,96	7,62	7,31	7,02	6,75	6,50	6,27	6,06	5,86	5,68
70	10,91	10,44	10,00	9,60	9,23	8,89	8,58	8,28	8,01	7,75
80	14,36	13,73	13,15	12,61	12,12	11,67	11,25	10,86	10,50	10,16
90	18,34	17,51	16,76	16,07	15,44	14,86	14,32	13,82	13,35	12,92
100	22,88	21,83	20,87	20,00	19,20	18,47	17,79	17,16	16,57	16,03
110	28,01	26,69	25,50	24,42	23,42	22,51	21,67	20,89	20,17	19,50
120	33,79	32,15	30,68	29,35	28,13	27,02	25,99	25,05	24,17	23,35
130	40,26	38,26	36,46	34,83	33,36	32,01	30,77	29,63	28,58	27,60
140	47,52	45,06	42,88	40,91	39,13	37,51	36,03	34,67	33,41	32,25
150	55,64	52,65	50,00	47,63	45,50	43,57	41,81	40,19	38,71	37,33
160	64,77	61,11	57,91	55,06	52,51	50,22	48,13	46,23	44,48	42,87
170	75,08	70,59	66,70	63,28	60,24	57,51	55,05	52,82	50,77	48,89
180	86,82	81,25	76,51	72,38	68,75	65,52	62,62	60,00	57,61	55,42
190	100,39	93,37	87,52	82,52	78,17	74,33	70,91	67,84	65,05	62,51
200	116,42	107,34	100,00	93,87	88,62	84,04	80,00	76,39	73,15	70,20
X	Radio									
	330	340	350	360	370	380	390	400	410	420
10	0,15	0,15	0,14	0,14	0,14	0,13	0,13	0,13	0,12	0,12
20	0,61	0,59	0,57	0,56	0,54	0,53	0,51	0,50	0,49	0,48
30	1,37	1,33	1,29	1,25	1,22	1,19	1,16	1,13	1,10	1,07
40	2,43	2,36	2,29	2,23	2,17	2,11	2,06	2,01	1,96	1,91
50	3,81	3,70	3,59	3,49	3,39	3,30	3,22	3,14	3,06	2,99
60	5,50	5,34	5,18	5,04	4,90	4,77	4,64	4,53	4,41	4,31
70	7,51	7,28	7,07	6,87	6,68	6,50	6,33	6,17	6,02	5,87
80	9,84	9,55	9,27	9,00	8,75	8,52	8,29	8,08	7,88	7,69
90	12,51	12,13	11,77	11,43	11,11	10,81	10,53	10,26	10,00	9,76
100	15,52	15,04	14,59	14,17	13,77	13,39	13,04	12,70	12,38	12,08
110	18,87	18,29	17,74	17,22	16,73	16,27	15,83	15,41	15,03	14,66
120	22,59	21,83	21,21	20,59	20,00	19,44	18,92	18,42	17,95	17,51
130	26,68	25,83	25,04	24,29	23,59	22,93	22,30	21,71	21,16	20,63
140	31,17	30,16	29,22	28,34	27,51	26,73	25,99	25,30	24,64	24,02
150	35,06	34,88	33,77	32,74	31,77	30,86	30,00	29,19	28,42	27,70
160	41,38	40,00	38,71	37,51	36,38	35,33	34,33	33,39	32,51	31,67
170	47,16	45,55	44,06	42,67	41,37	40,15	39,00	37,92	36,90	35,94
180	53,41	51,56	49,83	48,23	46,74	45,34	44,02	42,79	41,63	40,53
190	60,19	53,04	56,06	54,22	52,51	50,91	49,41	48,01	46,68	45,43
200	67,51	65,05	62,77	60,67	58,71	56,89	55,19	53,59	52,09	50,68

## METODO POR ANGULOS DE DEFLEXION

También se puede replantear la curva usando el método de ángulos de deflexión.

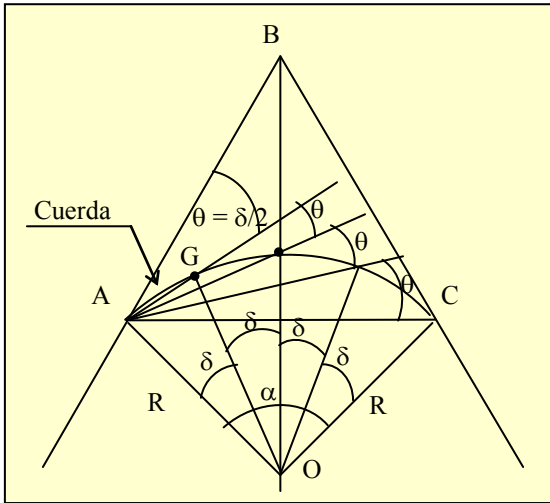
Consiste básicamente en medir ángulos estacionados con un teodolito en el principio de curva tomando como dirección básica la tangente y midiendo la curva correspondiente e ir marcando los puntos que así resultan y que perteneceran a la curva.

Marcación de un punto G por medio del ángulo de deflexión  $\theta$  y de la longitud de la cuerda AG y los sucesivos.

Para proceder a su marcación previamente se deben calcular los ángulos  $\theta$ , y la longitud de la cuerda correspondiente.

Se divide  $\alpha$  en n partes iguales resultando así el galor de  $\delta$ , el ángulo  $\theta$  es

igual a la mitad de  $\delta$ , la longitud de la cuerda  $AG = 2R \text{ sen } \frac{1}{2} \delta$ , el próximo punto tendrá el mismo ángulo  $\theta$  ya que dividimos en parte iguales y la cuerda será  $= 2R \cdot \text{sen } \frac{1}{2} 2\delta$ , el que sigue  $= 2R \cdot \text{sen } \frac{1}{2} \cdot 3\delta$  y así sucesivamente.



## LEVANTAMIENTOS PLANIMÉTRICOS

Se trata del conjunto de operaciones que se realizan en campaña para obtener los datos que permitan dibujar planos topográficos y determinaciones analíticas de medidas lineales angulares y superficies. Uno de los principales trabajos topográficos en áreas urbanas o rurales, es la determinación de la forma y superficie del polígono a que el levantamiento se refiere. en los cálculos se toma como área del terreno a la que esta limitada por la proyección horizontal del polígono, que no es igual a la superficie topográfica propiamente dicha, de modo que si una colina se eleva en el centro de un terreno, lo que interesa no es la lateral de aquella si no la superficie plana encerrada en su perímetro, es decir proyectada sobre un plano horizontal.

Los datos lineales, angulares y superficiales de una parcela se pueden calcular según los datos con que se cuenta partiendo de algunas de las siguientes formas:

- Mediante mediciones propias efectuadas sobre el terreno.
- Ejecutando cálculos sobre una representación planimétrica existente.
- Mediante procedimientos mecánicos o gráficos operando sobre una gráfica.

Es evidente que el primer método es el más adecuado y superior, porque se basa en mediciones propias y cálculo analítico.

En los otros casos los datos y superficies serán aproximados que en muchos casos es suficiente para el fin destinado.

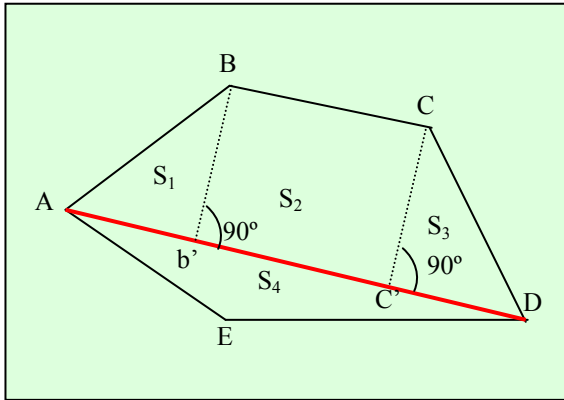
Veremos algunos métodos de relevamientos y cálculo de superficies.

## LEVANTAMIENTO POR MEDICIÓN DE ALINEACIONES

Este levantamiento se realiza muy bien cuando el terreno es llano, cuando es quebrado no se adapta con facilidad, a causa de la gran dificultad de reducir al horizonte con la debida precisión las longitudes medidas.

También surgen dificultades cuando el bosque y la vegetación general es muy tupida.

Para realizar este trabajo conviene fijar previamente algunas alineaciones que llamaremos principales y que servirán de base a otras que se denominan secundarias y sobre las cuales se apoyan las operaciones de detalle. Las alineaciones principales pasan por puntos básicos de referencia del polígono a medir, por lo general se trata de que unan vértices del polígono.



En todos los casos se intenta medir la mayor cantidad posible de alineaciones sobre todo si se trata de triángulos, ya que este es el único polígono que queda perfectamente determinado solamente con las longitudes de sus lados.

### Cálculo de la superficie

Suponemos para el ejemplo que hemos medido todas las líneas indicadas, tenemos el polígono dividido con tres triángulos y un trapezio, habiendo bajado dos perpendiculares desde B y C a la línea principal AD. la superficie total quedará determinada por las sumas de las 4 áreas que denominamos; área A B b' = S<sub>1</sub> ; área B C b'c' = S<sub>2</sub> ; área C D c' = S<sub>3</sub> ; y área A D E = S<sub>4</sub> por lo tanto S<sub>total</sub> = S<sub>1</sub> + S<sub>2</sub> + S<sub>3</sub> + S<sub>4</sub> .

En los triángulos S<sub>1</sub> y S<sub>3</sub> se conocen la base y la altura por lo que resulta cómodo aplicar la fórmula  $\frac{b \times h}{2}$  , en el trapezio  $S_2 = \frac{b + B}{2} \cdot h$  y en el S<sub>4</sub> se aplica la fórmula de Heron donde:

$$\delta = \sqrt{\frac{(P - a)(P - b)(P - c)}{P}} \text{ siendo}$$

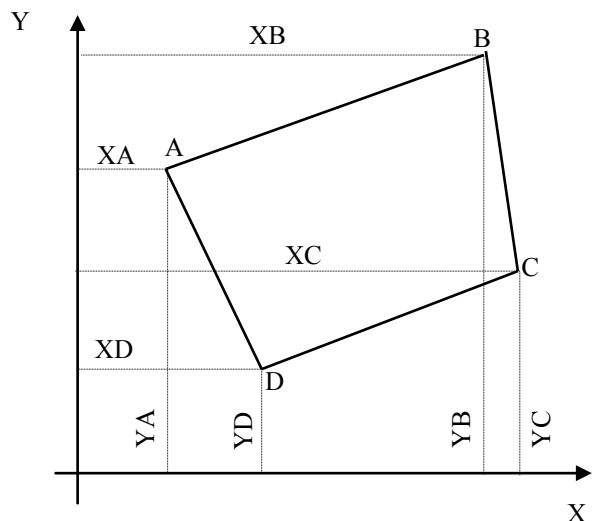
P = semiperímetro y a, b y c la longitud de los lados.

S<sub>4</sub> = δ . P Eventualmente en el caso de los triángulos se pueden conocer dos lados y el ángulo comprendido, en cuyo caso la superficie estará dada por la fórmula S = 1/2 a b sen c siendo a y b los lados y c el ángulo comprendido.

En general para lograr la aplicación de este método se deberán levantar en campaña los datos necesarios para que en gabinete se puedan plantear y obtener las superficies de cada figura.

### LEVANTAMIENTO POR COORDENADAS ORTOGONALES

Se deben marcar con jalones sobre el terreno dos ejes ortogonales X e Y, proyectando sobre ellos los vértices del polígono y midiendo todas las coordenadas.



Se calculan las longitudes de los lados por ej. AB. Primero se establecen los incrementos correspondientes

$$B = \beta + \beta_1$$

$$C = \delta + \delta_1$$

$$D = \xi + \xi_1$$

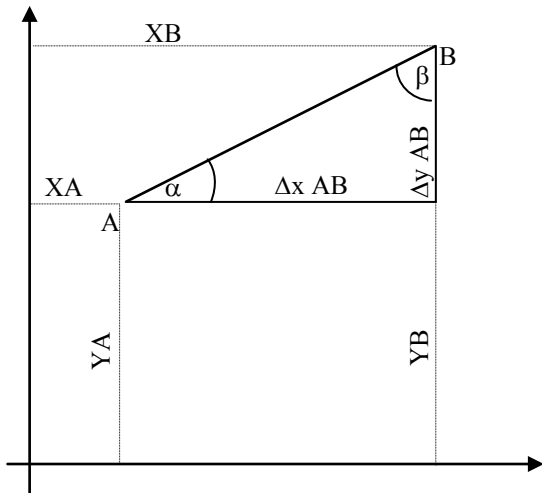
$$X_B - X_A = \Delta x \text{ AB}$$

$$Y_B - Y_A = \Delta y \text{ AB}$$

Por Pitágoras tenemos:

$$AB^2 = (\Delta x \text{ AB})^2 + (\Delta y \text{ AB})^2$$

Siendo un triángulo rectángulo los ángulos  $\alpha$  y  $\beta$  se calculan de la siguiente manera:

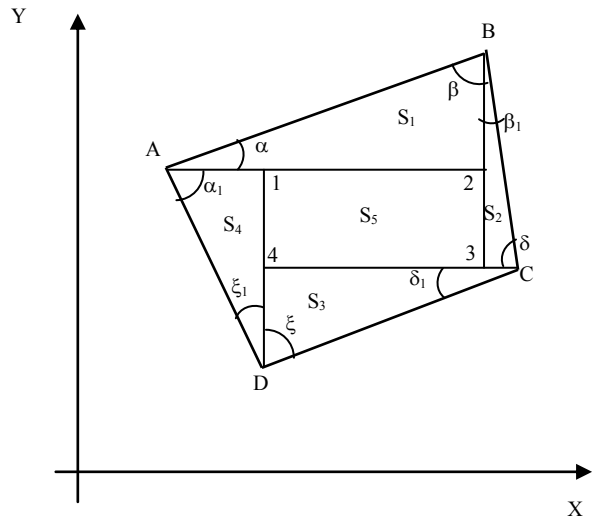


$\text{tg } \alpha = \frac{\Delta y \text{ AB}}{\Delta x \text{ AB}}$ , de este valor natural se obtiene el valor  $\alpha$  haciendo inversa  $\text{tg } \alpha$ .

$\text{tg } \beta = \frac{\Delta x \text{ AB}}{\Delta y \text{ AB}}$ , procediendo de igual manera se obtiene  $\beta$ .

Al ir resolviendo todos los triángulos rectángulos se contará con todos los valores de los lados y los ángulos internos, esto nos permite por suma de ángulos obtener los del polígono principal.

El ángulo  $A = \alpha + \alpha_1$



La superficie total será igual a la  $\Sigma S_i$ .

$$S_1 = \frac{\Delta x \text{ AB} \times \Delta y \text{ AB}}{2}$$

$$S_2 = \frac{\Delta x \text{ BC} \times \Delta y \text{ BC}}{2}$$

$$S_3 = \frac{\Delta x \text{ CD} \times \Delta y \text{ CD}}{2}$$

$$S_4 = \frac{\Delta x \text{ AD} \times \Delta y \text{ AD}}{2}$$

$S_5$  a este rectángulo se le calculan los lados haciendo:

$$1-2 \Delta x \text{ AB} - \Delta x \text{ AD}$$

$$2-3 \Delta y \text{ DA} - \Delta y \text{ DC}$$

$$S_5 = (1-2) (2-3)$$

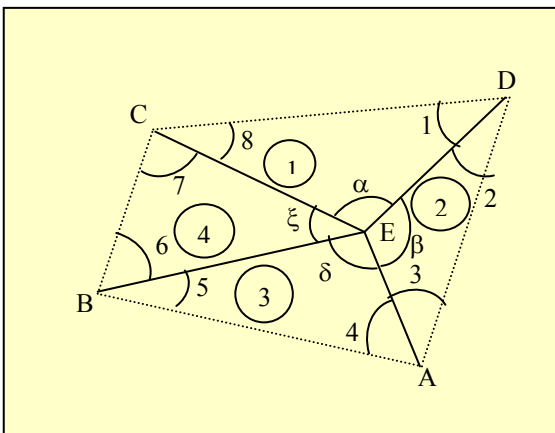
Sumando estas 5 áreas parciales se obtiene la superficie total.

Es de hacer notar que este método es adecuado para terrenos planos y de superficies no muy extensas, el operador elegirá en cada caso el método más conveniente de acuerdo a las características del predio.

### LEVANTAMIENTO POR RADIACION

Este método puede ser desarrollado usando teodolito y cinta métrica o estación total, no es muy adecuado para polígonos muy extensos y con mucha vegetación pero resulta práctico cuando los vértices no son visibles entre sí.

Consiste en estacionar el aparato en un punto desde donde se puedan observar todos los vértices.



Los puntos A,B,C,D, son los vértices del polígono, desde la estación E se miden todos los ángulos  $\alpha, \beta, \delta$  y  $\xi$  y se toman las distancias EA, EB, EC y DE.

Como control se debe cumplir que la suma de los ángulos medidos sea igual a  $360^\circ$ , es decir  $\alpha + \beta + \delta + \xi = 360^\circ$ .

Aplicando el teorema de Pitágoras generalizado podemos calcular la medida de los lados, veamos.

$$CD^2 = (CE)^2 + (DE)^2 - 2(CE)(DE) \cos \alpha ;$$

$$CD = \sqrt{(CE)^2 + (DE)^2 - 2(CE)(DE) \cos \alpha}$$

$$DA = \sqrt{(ED)^2 + (EA)^2 - 2(ED)(EA) \cos \beta}$$

$$AB = \sqrt{(EA)^2 + (EB)^2 - 2(EA)(EB) \cos \delta}$$

$$BC = \sqrt{(EB)^2 + (EC)^2 - 2(EB)(EC) \cos \xi}$$

### Calculo de los ángulos

El valor angular de los vértices resultarán de sumar de a pares los de los triángulos que a él concurren.  $A = 3 + 4$ ;  $B = 5 + 6$ ;  $C = 7 + 8$  y  $D = 1 + 2$ . Calcularemos los valores correspondientes por el teorema del seno. En 1) tenemos:

$$\frac{\text{sen } \alpha}{CD} = \frac{\text{sen } 1}{CE} \therefore \text{sen } 1 = \text{sen } \alpha \cdot \frac{CE}{CD}$$

De aquí se obtiene el valor haciendo la inversa de sen 1;

$$\text{sen } \frac{\alpha}{CD} = \frac{\text{sen } 8}{ED} \therefore \text{sen } 8 \cdot \frac{ED}{CD} \cdot \text{sen } \alpha \text{ de aquí obtenemos el valor de } 8.$$

Así operando en todos los triángulos se obtendrán los ángulos necesarios para calcular los vértices.

A partir de aquí podremos calcular la superficie total sumando las de los triángulos.

Por trigonometría la superficie será:

$$CE \times ED \times \frac{1}{2} \text{sen } \alpha = \text{Sup (1)}$$

$$DE \times EA \times \frac{1}{2} \text{sen } \beta = \text{Sup (2)}$$

$$EA \times EB \times \frac{1}{2} \text{sen } \delta = \text{Sup (3)}$$

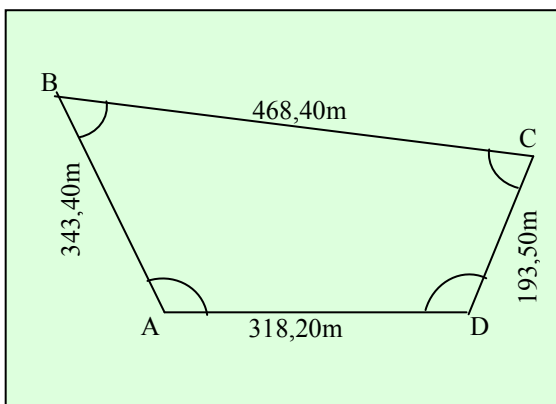
$$EB \times EC \times \frac{1}{2} \text{sen } \xi = \text{Sup (4)}$$

También se puede obtener la superficie por cualquier otro método analítico ya que se cuenta con todos los datos del polígono.

### LEVANTAMIENTO POR RODEO

Recibe este nombre porque se trata de recorrer el perímetro del predio efectuando la medida de los lados y los ángulos internos del polígono. Además se toma todo otro dato de interés que haga al trabajo.

Tomemos como ejemplo el polígono A,B,C,D y comencemos la medición por el ángulo A, luego el lado AB, el ángulo B y el lado BC Y así sucesivamente hasta regresar al origen.



Obteniendo los siguientes valores que tomamos como ejemplo.

$$\hat{A}=93^{\circ} 28' 35'' \quad AB=343,40m$$

$$\hat{B}=64^{\circ} 37' 45'' \quad BC=468,40m$$

$$\hat{C}=82^{\circ} 13' 05'' \quad CD=193,50m$$

$$\hat{D}=119^{\circ} 40' 55'' \quad DA=318,20m$$

Con estos datos recogidos en campaña podemos en gabinete calcular la superficie del polígono.

### Calculo de la superficie con Planilla de coordenadas

Utilizaremos para este fin la planilla de cálculos de coordenadas y superficies, que sintetiza todo el cálculo partiendo de los lados y ángulos del polígono hasta obtener la superficie del mismo.

1) El primer control que se hace es el del cierre angular teniendo en cuenta que la suma de los ángulos internos de un polígono cerrado es igual a  $180^{\circ} \cdot (n-2)$ , donde n es igual al número de ángulos, para nuestro ejemplo sería  $180^{\circ} \cdot (4-2) = 360^{\circ}$  en caso de no cerrar exactamente se verifica que esta diferencia esté dentro de la tolerancia de cierre angular la que es variable de acuerdo a las condiciones de trabajo y el tipo de terreno, precisión deseada etc., tomaremos como máximo error de cierre tolerable  $60'' \sqrt{n}$  siendo n= número de ángulos medidos.

$$\begin{aligned} \hat{A} &= 93^{\circ} 28' 35'' \\ \hat{B} &= 64^{\circ} 37' 45'' \\ \hat{C} &= 82^{\circ} 13' 05'' \\ \hat{D} &= 119^{\circ} 40' 55'' \\ &360^{\circ} 00' 20'' \end{aligned}$$

Tolerancia  $60'' \sqrt{4} = 60'' \times 2 = 120''$  se ha cometido un error de cierre en exceso de  $20''$  que se encuentra dentro de la tolerancia y por lo tanto será distribuido por partes iguales con cada ángulo, ya que estos han sido medidos en iguales condiciones, el mismo operador, el mismo teodolito, topografía homogénea etc., lo que

asigna a cada vértice un igual grado de posibilidad de error. La corrección es de signo contrario al del error (en todos los casos).

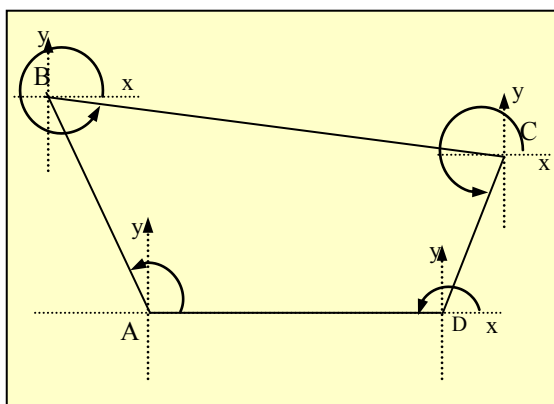
Error = +20'' corrección = -20''

Corrección por ángulo = -20''/4 = -5'', restamos 5 segundos a cada uno.

Compensamos los ángulos y procedemos a iniciar el llenado de la planilla de cálculo, analizándola por partes.

Lados		Ángulos	
Desig	Long	Desig.	Medidas
A-B	343,40	A	93°28'30''
B-C	468,40	B	64°37'40''
C-D	193,50	C	82°13'00''
D-A	318,20	D	119°40'50''
Perim.	1323,50		360°00'00''

2) El próximo paso consiste en determinar el valor de los ángulos de cálculo siendo este “el ángulo que forma el semieje positivo de las x con cada uno de los lados”. Por lo tanto haremos pasar por cada vértice de un sistema de ejes coordenados, para nuestro caso apoyamos un lado del polígono sobre el eje de las x.



En la figura se han marcado los ángulos de cálculo de cada lado. Estos ángulos se calculan con el fin de poder obtener el

valor de las coordenadas parciales de cada vértice.

El procedimiento para la obtención del valor del ángulo de cálculo es el siguiente: al ángulo de cálculo anterior se le suma o resta 180° según sea mayor o menor que este valor y al resultado se le suma el ángulo de cálculo en el vértice.

A cada ángulo de cálculo lo designaremos con las dos letras extremas del lado al que corresponde ubicadas entre paréntesis.

$$\begin{aligned} A &= 93^\circ 28' 30'' \text{ \u00c1ngulo de c\u00e1lculos} \\ (AB) &= \text{AB} \\ &+ 180^\circ \text{ II cuadrante} \\ &\hline &273^\circ 28' 30'' \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B &= 64^\circ 37' 40'' \text{ \u00c1ngulo de c\u00e1lculos} \\ (BC) &= \text{BC} \\ &- 180^\circ \text{ IV cuadrante} \\ &\hline &158^\circ 06' 10'' \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= 82^\circ 13' 00'' \text{ \u00c1ngulo de c\u00e1lculos} \\ (CD) &= \text{CD} \\ &- 180^\circ \text{ III cuadrante} \\ &\hline &60^\circ 19' 10'' \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D &= 119^\circ 40' 50'' \text{ \u00c1ngulo de c\u00e1lculos} \\ (DA) &= \text{DA} \\ &- 180^\circ \text{ I cuadrante} \\ &\hline &00^\circ 00' 00'' \end{aligned}$$

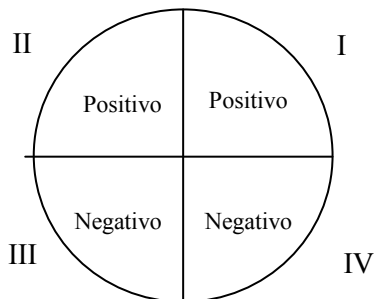
$$\begin{aligned} A &= 93^\circ 28' 30'' \\ (AB) &= 93^\circ 28' 30'' \end{aligned}$$

El \u00e1ngulo de c\u00e1lculo (AB) da el mismo valor con el que comenzamos, lo que sirve para control de que las operaciones est\u00e1n bien hechas.

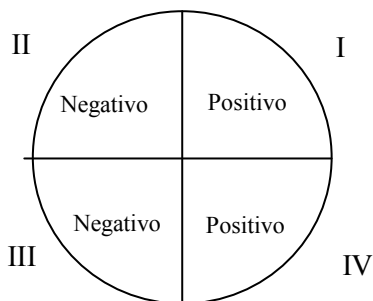
Estos \u00e1ngulos se vuelcan en la planilla, luego se obtienen los valores naturales del seno y coseno de los \u00e1ngulos de c\u00e1lculo, previa reducci\u00f3n al primer cuadrante, haciendo luego el an\u00e1lisis de los signos de dichas funciones.

Para ello debemos tener en cuenta que:

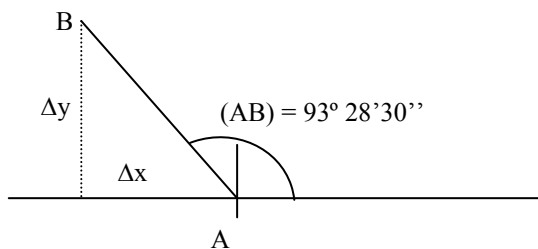
Para la función seno



Para la función coseno



Calcularemos las coordenadas parciales del primer lado AB.



Se encuentra en el segundo cuadrante.

Sen = Positivo

Cos = Negativo

$\Delta y = AB \cdot \text{Sen} (AB)$

$\Delta x = AB \cdot \text{cos} (AB)$

$\Delta y = 343,40 \times 0,99816 = + 342,77 \text{ m}$

$\Delta x = 343,40 \times (- 0,06062) = - 20,82 \text{ m}$

De esta forma se han determinado los valores de las coordenadas del vértice B, y

se procede en forma análoga para todos los otros vértices.

A esta altura del cálculo la planilla queda de la siguiente forma.

Lados		Ángulos	
Des	Long	Des	Medidas
A-B	343,40	A	93°28'30''
B-C	468,40	B	64°37'40''
C-D	193,50	C	82°13'00''
D-A	318,20	D	119°40'50''
Perim.	1323,5		60°00'00''

Ángulos de Cálculo	de C	Coseno	Seno
		0,06062	0,99816
93°28'30''	II	0,92786	0,37295
338°06'10''	IV	0,49517	0,86881
240°19'10''	III	1,00000	0,00000
180°00'00''	II		

Las coordenadas parciales se obtienen haciendo las correspondientes multiplicaciones.

$$\begin{aligned} \Delta x \text{ A-B} &= 343,40 \times (-0,06062) = -20,82 \\ \text{B-C} &= 468,40 \times 0,92786 = +434,61 \\ \text{C-D} &= 193,50 \times (-0,49517) = -95,82 \\ \text{D-A} &= 318,20 \times (-1,00000) = -318,20 \end{aligned}$$

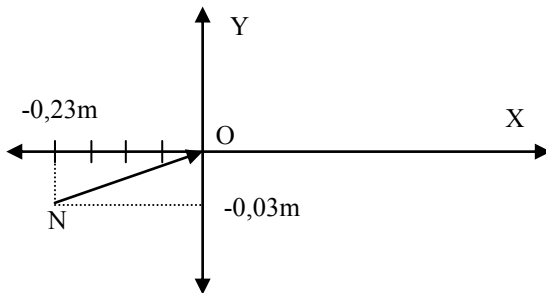
$$\begin{aligned} \Delta y \text{ A-B} &= 343,40 \times 0,99816 = +342,77 \\ \text{B-C} &= 468,40 \times 0,37295 = -174,69 \\ \text{C-D} &= 193,50 \times (-0,86881) = -168,11 \\ \text{D-A} &= 318,20 \times 0,00000 = 0,000 \end{aligned}$$

COORDENADAS PARCIALES			
Δx		Δy	
+	-	+	-
----	20,82	342,77	----
434,61	----	----	174,69
----	95,82	----	168,11
----	318,20	0,00	----
434,61	434,84	342,77	342,80



$E_x = -0,23$	$E_y = -0,03$
---------------	---------------

Estos valores se colocan en la columna correspondiente de la planilla tachando los espacios que quedan vacíos debido al signo de la coordenada. Se efectúa la suma de los  $\Delta x$  positivos y los  $\Delta x$  negativos los que idealmente deben ser iguales, en ese caso no habría error de cierre, pero en nuestro caso los resultados son  $\sum \Delta x$  (Negativos) = 434,84 m y  $\sum \Delta x$  (Positivos) = 434,61 m, lo que da un error de - 0,23m. Procediendo de igual manera con los  $\Delta y$  se obtienen los siguientes valores  $\sum \Delta y$  (negativos) = 342,80 m y  $\sum \Delta y$  (positivos) = 342,77 m o sea un error de - 0,03 m, el error total es igual a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los errores, en la figura esta representada por el vector NO.



$$\text{ErrorTotal} = \sqrt{(E_x)^2 + (E_y)^2} = \sqrt{(0,23)^2 + (0,03)^2} = \sqrt{0,0538\text{m}} \quad \text{ErrorTotal} = 0,232\text{m}$$

Este error se compara con la tolerancia de las reglamentaciones vigentes.

$$\text{Error Total} \leq \text{Tolerancia.}$$

Admitimos que estamos dentro de la tolerancia.

Este error debe ser compensado es decir distribuido en forma proporcional a todos los lados.

Calculamos el error relativo:

$$\frac{\text{Error } x}{\text{Perimetro}} = \text{E.Relativo en } x;$$

$$\frac{\text{Error } y}{\text{Perimetro}} = \text{E.Relativo en } y;$$

$$\text{Corrección} = -\text{Error}$$

$$\text{E.Relativo } x = \frac{-0,23}{1323,50\text{m}} = -0,000174 :$$

$$C_x = \pm 0,000174$$

$$\text{E.Relativo } y = \frac{-0,03}{1323,50\text{m}} = -0,0000227 :$$

$$C_y = \pm 0,0000227$$

Las correcciones en x serán:

$$\begin{aligned} \Delta x \quad (AB)_C &= -20,82 + 0,000174 \times 343,40 \\ &= -20,82 + 0,06 = -20,76 \\ (BC)_C &= 434,61 + 0,000174 \times 468,40 \\ &= 434,61 + 0,08 = 434,69 \\ (CD)_C &= -95,82 + 0,000174 \times 193,50 \\ &= -95,82 + 0,03 = -95,79 \\ (DA)_C &= -318,20 + 0,000174 \times 318,20 \\ &= -318,20 + 0,06 = -318,14 \end{aligned}$$

Las correcciones en y serán.

$$\begin{aligned} \Delta y \quad (AB)_C &= 342,77 + 0,0000227 \times 343,40 \\ &= 342,77 + 0,01 = 342,78 \\ (BC)_C &= -174,69 + 0,0000227 \times 468,40 \\ &= -174,69 + 0,01 = -174,68 \\ (CD)_C &= -168,11 + 0,0000227 \times 193,50 \\ &= -168,11 + 0,00 = -168,11 \\ (DA)_C &= -0,00 + 0,0000227 \times 318,20 \\ &= 0,00 + 0,01 = 0,01 \end{aligned}$$

A estos valores los volcamos en las columnas de coordenadas parciales compensadas.

Continuando la planilla nos quedara así:

Δx C		Δy C	
+	-	+	-
----	20,76	342,78	----
434,69	----	----	174,68
----	95,79	----	168,11
----	318,14	0,01	----
434,69	434,69	342,79	342,79

Ahora estamos ya en condiciones de calcular el valor de las coordenadas totales, para ello partimos del vértice A que tiene coordenadas cero tanto para las x e y, porque coincide con el origen del sistema.

Para obtener las abscisas sumamos algebraicamente a la abscisa total del vértice anterior la abscisa parcial del lado correspondiente.

$$XB = XA + \Delta X \ AB = 0,00 - 20,76 = - 20,76$$

$$XC = XB + \Delta X \ BC = -20,76 + 434,69 = 413,93$$

$$XD = XC + \Delta X \ CD = 413,93 - 95,79 = 318,14$$

$$XA = XD + \Delta X \ DA = 318,14 - 318,14 = 0,00$$

El control consiste en que el XA de arranque debe ser igual al XA calculado, en este caso los dos dan cero.

$$YB = YA + \Delta Y \ AB = 0,00 + 342,78 = 342,78$$

$$YC = YB + \Delta Y \ BC = 342,78 - 174,68 = 168,10$$

$$YD = YC + \Delta Y \ CD = 168,10 - 168,11 = -0,01$$

$$YA = YD + \Delta Y \ DA = -0,01 + 0,01 = 0,00$$

El control es similar al anterior. Volcamos estos valores en la planilla en las columnas de coordenadas totales. Luego se vuelcan en la planilla los valores de los Δx<sub>C</sub>, y las Σy que se obtienen sumando de a pares en forma algebraica los valores de las coordenadas totales de y.

X	Y	± Δx <sub>c</sub>	± Σy
0,00	0,00	-20,76	342,78
-20,76	342,78	434,69	510,88
413,93	168,10	-95,79	168,09
318,14	-0,01	-318,14	-0,01

A partir de estas dos columnas podremos calcular la superficie del polígono ya que en ellas están planteadas las figuras de trapecios y triángulos cuyas fórmulas son:

$$\frac{B + b \times h}{2} \text{ y } \frac{b \times h}{2}$$

Respectivamente, haremos los productos sin dividir por 2, operación que se hará con el resultado final por razones prácticas, quedando la planilla así:

± Δx <sub>c</sub>	± Σy	Productos	
		+	-
-20,76	342,78		7116,1128
434,69	510,88	222074,4272	
-95,79	168,09		16101,3411
-318,14	-0,01	3,1814	
		222077,6086	23217,4539

Los resultados de los productos se deben asentar con cuatro decimales, luego se efectúa la suma de las columnas positivas y de las negativas y a estos resultados se los suma algebraicamente obteniéndose un valor que será el doble de la superficie ya que nos falta dividir por 2 o sea que:

$$\Sigma \text{ de los productos} = 222.077,6086\text{m}^2 - 23.217,4539\text{m}^2 = 198.860,154732$$

$$\text{Sup. del polígono} = \frac{198.860,1547 \text{ m}^2}{2} = 99.430,0773 \text{ m}^2$$

A los efectos de que el cálculo sea verificado y poder estar seguros de no haber cometido ningún error operacional se calcula la superficie nuevamente utilizando los valores de los  $\pm \Delta$  y  $c$  haciendo la  $\pm \sum x$ , continuando con la operación descripta anteriormente la planilla quedará finalmente así.

$\pm \Delta y c$	$\pm \sum x$	Productos	
		+	-
342,78	-20,76		7.116,1128
-174,68	393,17		68.678,9356
-168,11	732,07		123.068,2877
0,01	318,14	3,1814	
		3,1814	198.863,3361

$$\begin{aligned} \sum \text{ de productos} &= 3,1814 \text{ m}^2 - \\ &198.863,3361 \text{ m}^2 = -198.860,1547 \text{ m}^2 \\ \text{Sup. Polígono} &= \\ &= \frac{-198.860,1547}{2} = -99.430,0773 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Este valor resulta negativo por su ubicación dentro del sistema de coordenadas, y se lo considera en valor absoluto comparándose con el obtenido en el paso anterior resultando iguales hasta la cuarta cifra decimal, por lo tanto verificamos que hemos operado sin errores y por lo tanto la superficie es la que corresponde a nuestro ejemplo.

Este método se desarrolla operando con máquina de calcular y utilizando la planilla de cálculo de coordenadas y superficies.

Modernamente existen programas de computación para operar con P.C. que efectúan este cálculo introduciendo los siguientes datos.

a) Ángulos internos del polígono previamente compensados, es decir que se cumpla  $\sum(\text{Ángulos internos}) = 180^\circ (n-2)$ .

b) Medida de todos los lados.

c) Tolerancias (lineales y angulares)

El programa detectará los errores de cierre lineal si existieran superiores a la tolerancia establecida para esa medición, una vez ajustado se introducen los valores definitivos y se obtendrá rápidamente la superficie y la magnitud de las coordenadas de cada vértice.

Lógicamente esta forma de operar es mucho más rápida y práctica que la de efectuar el cálculo a mano, pero debemos saber que el desarrollo que realiza es exactamente el descrito anteriormente.

## CALCULO DE SUPERFICIES SOBRE GRAFICOS

Es habitual que en diversos casos se efectúen determinaciones expeditivas y aproximadas de superficies operando sobre gráficos. Estos valores así obtenidos resultan suficientes para algunos fines en que no es necesario una rigurosa exactitud de la superficie.

## CALCULO POR DESCOMPOSICION EN FIGURAS GEOMETRICAS

Lo que se trata de hacer es dividir el polígono en figuras geométricas de fácil resolución como son los triángulos rectan-

### PLANILLA COMPLETA DEL CÁLCULO EJECUTADO

LADOS		ANG. INT.	ANG. DE CALCULO	C	COSENO	SENO	
A-B	343,40	A	93°28'30"	93°28'30"	II	0,06062	0,99316
B-C	468,40	B	64°37'40"	338°06'10"	IV	0,92786	0,37295
C-D	193,50	C	82°13'00"	240°19'10"	III	0,49517	0,86881
D-A	318,20	D	119°40'50"	180°00'00"	II	1,00000	0,00000
I.323,50							

Δx		Δy		Δx		Δy	
+	-	+	-	+	-	+	-
----	20,82	342,77	----	----	20,76	342,78	----
434,61	----	----	174,69	434,69	----	----	174,68
----	95,82	----	168,11	----	95,79	----	168,11
----	318,20	0,00	----	----	318,14	0,01	----
434,61	434,84	342,77	342,80	434,69	434,69	342,79	342,79
Ex = -0,23m		Ex = -0,03m					

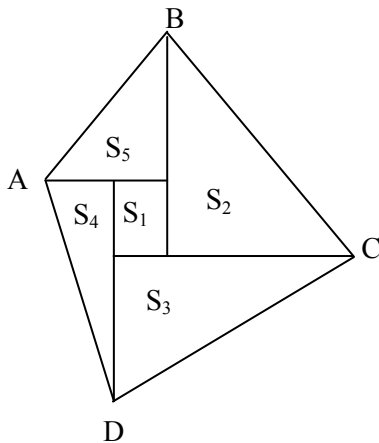
	x	y	± Δx <sub>c</sub>	± Σ y	Productos	
					+	-
A	0,00	0,00	-20,76	342,78		7116,1128
B	-20,76	342,78	434,69	510,88	222074,4272	
C	413,93	168,10	-95,79	168,09		16101,3411
D	318,14	-0,01	-318,14	-0,01	3,1814	
					222077,6086	23217,4539

±Δy <sub>c</sub>	±Σx	Productos	
		+	-
342,78	-20,76		7.116,1128
-174,68	393,17		68.678,9356
-168,11	732,07		123.068,2877
0,01	318,14	3,1814	
		3,1814	198.863,3361
<b>2 Sup = 19.860,1547 m<sup>2</sup></b> <b>Sup. Del Poligono = 99.430,0773 m<sup>2</sup></b>			

gulos y los rectángulos, para luego obtener la superficie total haciendo la sumatoria de estos valores parciales.

Para mejor trabajar se coloca sobre una mesa de dibujo el papel en el que está dibujado el polígono y se lo fija convenientemente.

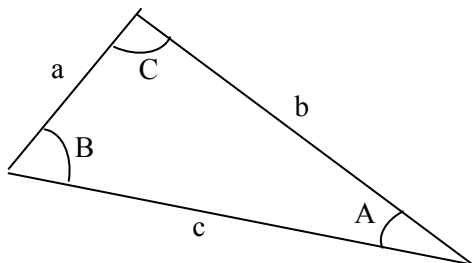
A partir de los vértices se trazan líneas horizontales y verticales, las que al encontrarse dentro del polígono irán formando las figuras mencionadas.



En la figura se definieron 4 triángulos rectángulos y un rectángulo.

Se toman las medidas de los lados con regla milimetrada, y se obtienen las longitudes aplicando la escala en que está dibujado el polígono.

La superficie total será igual a la  $\Sigma$  si cuando en algunos casos resultara algún triángulo oblicuángulo, se podrán aplicar las fórmulas de resolución para triángulos en que se conocen sus tres lados, como la conocida fórmula de Heron.



P= Semiperímetro

$$P = \frac{a + b + c}{2}$$

Se calcula un valor auxiliar  $\delta$  que será:

$$\delta = \sqrt{\frac{(P - a)(P - b)(P - c)}{P}}$$

A partir de  $\delta$  se calcula la superficie y el valor de los ángulos interiores.

Área = P.  $\delta$   
ángulos:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \frac{1}{2} A &= \frac{\delta}{P - a}; & \operatorname{tg} \frac{1}{2} B &= \frac{\delta}{P - b}; \\ \operatorname{tg} \frac{1}{2} C &= \frac{\delta}{P - c} \end{aligned}$$

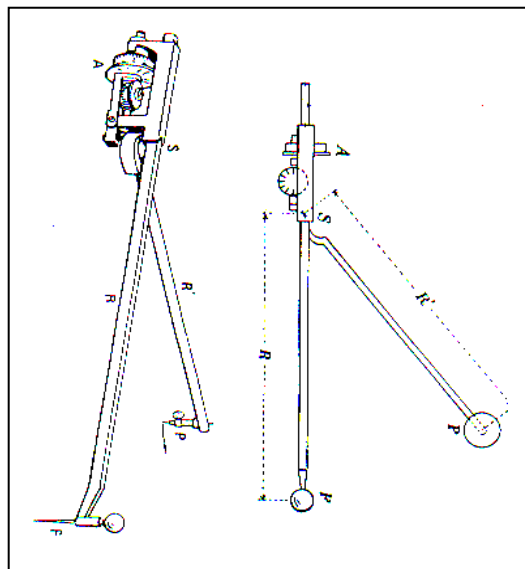
Por medio de los valores naturales de estas funciones se obtendrán las magnitudes de los ángulos calculando la inversa de cada uno y multiplicando por 2.

Para verificar se sumarán los tres que deben dar 180°.

### CALCULO CON PLANIMETRO

Estos instrumentos permiten determinar con movimientos sencillos la superficie de una figura plana graficada sobre un papel o tela de dibujo.

En la figura vemos un planímetro polar en el que se observan el brazo trazador que es regulable y el polar cuya longitud es fija. Este aparato tiene tres puntos de apoyo, el polo que va fijo sobre un punto, a tal efecto tiene una púa que se clava en el tablero para que no se mueva, la rueda del registro que gira libremente y es la que indica los valores medidos, y el punzón trazador con el cuál se recorre el perímetro de la figura a calcular.



La cantidad de las vueltas y fracción que gira la ruedita es registrada por un contador de vueltas y la fracción se determina por medio de un nonio. En los modernos planímetros esta registración es electrónica lo que simplifica el trabajo y evita errores de lectura.

Algunos modelos en vez del punzón trazador llevan una lente con un círculo que sirve de referencia.

Para medir la superficie de una figura, se coloca el gráfico sobre una mesa y se lo fija, se ubica el polo de modo tal que la rueda trazadora quede en el centro de la figura, una vez colocado el trazador sobre el borde de la misma se coloca el registrador de vueltas en 0, o se borra la lectura si el aparato contara con ese accesorio. Se recorre el perímetro con el trazador girando en el sentido de las agujas del reloj, se debe verificar que la ruedita gire libremente en todo su recorrido, hasta completar una vuelta completa, en este momento se toma la lectura y se la multiplica por la constante del aparato obteniéndose así el área. Se repite esta operación obteniéndose varios valores que se promedian para mayor certeza.

Si la figura es tan grande que el planímetro no puede recorrerlo en una sola vez, se la divide en varias operando sobre cada una de ellas y sumándolas posteriormente.

### Determinación de la constante

En general los planímetros traen indicadas las longitudes del brazo trazador para determinadas escalas, pero en algunos casos nuestro dibujo se encuentra en una escala no considerada y es necesario calcular la constante que corresponde a él. Se aplica un método práctico de fácil ejecución.

- Se dibuja una figura rectangular en nuestra escala, cuya superficie es conocida.
- Se planimetra esta figura y obtenemos el número de vueltas y fracción que a nuestro propósito llamaremos  $N^\circ$

Sabemos que la superficie =  $N^\circ \cdot C$

Tenemos como datos la superficie y medimos el  $N^\circ$  por lo tanto despejamos  $C$  que servirá para calcular nuestro polígono.

$$C = \frac{\text{Sup}}{N^\circ}$$

La determinación de la constante es tan sencilla que se considera innecesario efectuar otro tipo de cálculos.

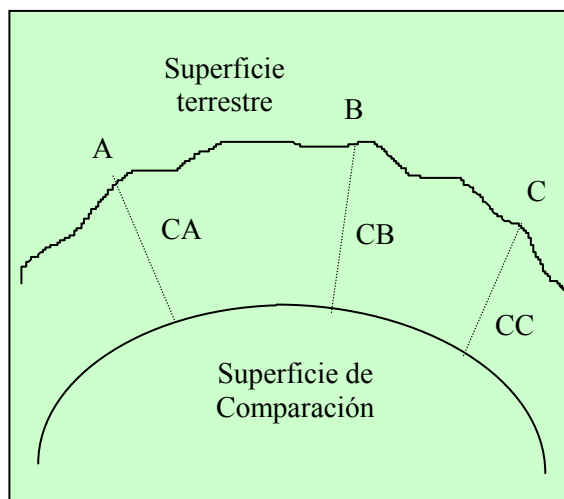
Las mediciones con planímetros deben ser efectuadas cuidadosamente y repetidas varias veces para promediar, los resultados y obtener así un valor más ajustado y exacto.

Tienen una precisión del 1% para figuras pequeñas que puedan ser trabajadas con este aparato.

## ALTIMETRIA

Los análisis realizados sobre la extensión del casquete de la superficie terrestre que puede ser asimilada a una superficie plana a los fines planimétricos, sufre variaciones notables cuando se trata de la determinación de las alturas de los distintos puntos. Por poco que nos alejemos de uno a otro las diferencias son sensibles.

La altimetría es la que se ocupa de la determinación de las alturas de los puntos de la tierra los que son medidos con respecto a una superficie de comparación horizontal y cuya medición se realiza en la dirección de la vertical que pasa por dicho punto.



La medida existente entre cada punto y la superficie de comparación es la altura del punto.

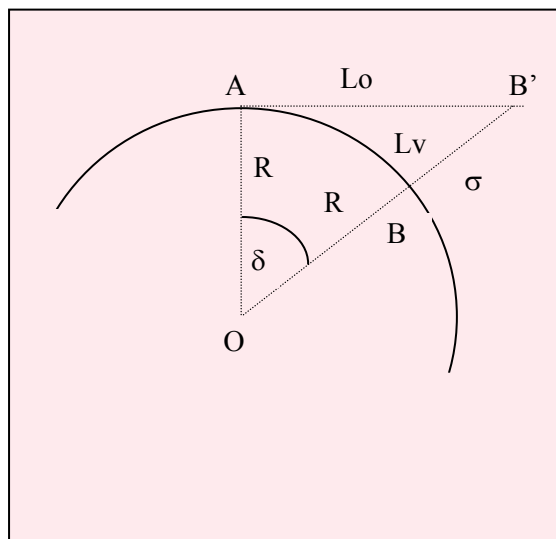
Si el plano de comparación utilizado es el nivel medio del mar está altura recibe el nombre de "ALTITUD", en cambio si este plano está determinado en forma arbi-

traria en cualquier lugar, recibirá el nombre de "COTA".

En ambos casos los puntos ubicados sobre el plano de comparación tienen valores positivos, si se encuentran por debajo serán negativos.

En nuestro país la marcación que corresponde al nivel medio del mar se encuentra en el Puerto de Mar del Plata y respecto de él se miden las alturas, dicha marcación recibe el nombre de "NIVEL CERO DE LA REPÚBLICA ARGENTINA"

Veamos que error  $\sigma$  cometemos si consideramos a la tierra como plana, despreciando su curvatura.



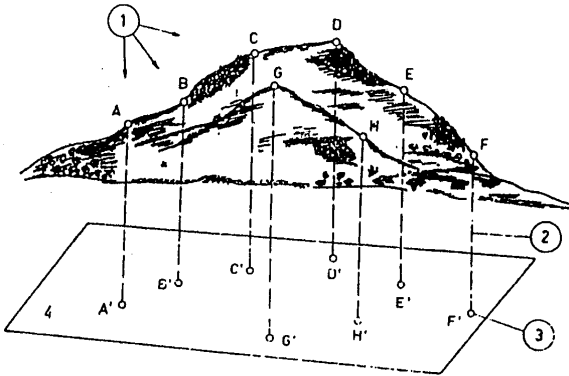
En el triángulo  $AB'O$  por Pitágoras tenemos:  $(R + \sigma)^2 = L_o^2 + R^2$ .

Desarrollando el primer miembro y simplificando;  $R^2 + 2R\sigma + \sigma^2 = L_o^2 + R^2$ .

Despreciando  $\sigma^2$  por ser muy pequeño ante los otros valores que interviene;

$$2 R \sigma = L_o^2; \text{ de donde:}$$

$\sigma = \frac{Lo^2}{2R}$ ; es decir que el error está en  
Función de la longitud medida.



PROYECCION DE PUNTOS DEL ESPACIO SOBRE LA SUPERFICIE PLANA.

1. puntos del espacio; 2. Líneas de proyección; 3. Proyecciones de los puntos; 4. Superficie horizontal

Veremos ahora que pasa para distintas longitudes.

$$\sigma = \frac{Lo^2}{2.R} \quad \text{si } L = 100 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{100^2 \text{ m}}{2 \times 6370 \text{ km}} = \frac{10.000 \text{ m}^2}{12.740 \text{ km}} = \frac{10.000 \text{ m}^2}{12.740.000 \text{ m}} =$$

$$= \frac{1 \text{ m}^2}{1274 \text{ m}} = \frac{1000.000 \text{ mm}^2}{1.274.000 \text{ mm}} = 0,785 \text{ mm}$$

si  $L = 1.000 \text{ m}$

$$\sigma = \frac{1.000^2 \text{ m}}{12.740 \text{ km}} = \frac{1.000.000 \text{ m}^2}{12.740.000 \text{ m}} = 0,07849 \text{ m}$$

$$= 7,85 \text{ cm}$$

si  $L = 10.000 \text{ m} = 10 \text{ km}$

$$\sigma = \frac{(10 \text{ km})^2}{12.740 \text{ km}} = \frac{100 \text{ km}}{12.740 \text{ km}} = 7,85 \text{ m}$$

Este error por curvatura se elimina si la medición se va efectuando paso a paso y por tramos cortos.

La combinación de las mediciones planimétricas y altimétricas recibe el nombre de relevamiento o levantamiento planialtimétrico con cuyos datos es posible confeccionar un plano topográfico a una escala prefijada. En este se indican todas las medidas de longitudes de alturas y las angulares.

## NIVELACION

Recibe esta denominación toda operación que se realiza para determinar la diferencia de altura entre 2 o más puntos ubicados sobre la superficie topográfica.

De acuerdo a los métodos e instrumentos utilizados la nivelación se clasifica en:

- a) Nivelación Geométrica.
- b) Nivelación Trigonométrica.
- c) Nivelación barométrica.

### a) NIVELACION GEOMETRICA

Esta operación de nivelar que se efectúa proyectando visuales horizontales y haciendo lecturas sobre miras colocadas verticalmente sobre los puntos considerados.

Para esta nivelación se utilizan los niveles de anteojo siendo este el más preciso de los tres métodos.

Veremos los instrumentos y métodos utilizados en este tipo de nivelación.

### NIVEL DE ANTEOJO



Es un instrumento capaz de proyectar una visual horizontal por medio de un anteojo que le permite actuar a distancia agrandando la imagen de la mira lo que permite su lectura.

Este nivel va colocado sobre un trípode, lleva una base con tres tornillos calantes para su nivelación, sobre ellos va el anteojo, el que cuenta con un nivel tubular para su horizontalización y es accionado por un tornillo de elevación o cabeceo.

El giro horizontal se efectúa por fricción y se ajusta con un tornillo de pequeños movimientos que es del tipo sin fin.

El anteojo esta provisto de un botón de enfoque el que accionado convenientemente permite una visual clara de la mira.

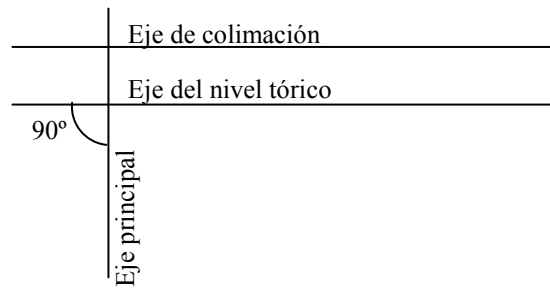


Nivel de anteojo llamado nivel de línea por tener tornillo de cabeceo para centrar el nivel tórico.

### Ejes del aparato.

Consta de tres ejes: 1) eje del nivel tórico; 2) eje de colimación; 3) eje principal o vertical.

Las condiciones que deben satisfacer estos ejes son:



- El eje de colimación debe ser paralelo al eje del nivel tórico de modo tal que este al ser colocado horizontal también lo está el de colimación.
- El eje principal debe ser perpendicular a los otros ejes de tal manera que al girar el anteojo el eje de colimación actuará como generatriz de un plano que será horizontal.

### Limbo Graduado

En la base está colocado un limbo graduado que le permite tomar el valor angular de las direcciones que se observan.

Esto es utilizado en ciertos métodos de nivelación radial en que es necesario determinar las direcciones visadas, y también se pueden medir ángulos en forma aproximada.

### Clasificación general de los niveles de antejos.

De acuerdo a su construcción se clasifican en:

- Niveles de línea:  
Son aquellas en que proyectada una visual se debe centrar el nivel tórico y repetir la operación para cada dirección.
- Niveles de Plano

Son aquellos que una vez instalados se pueden dirigir visuales en todas las direcciones y siempre el plano de colimación estará horizontal. A este grupo corresponden los modernos niveles automáticos.

### Verificación del Aparato y Corrección del Error de Inclinación.

El error de inclinación es el producido por la falta de paralelismo entre el eje de nivel tórico y el eje de colimación, lo que provoca que la visual sea inclinada hacia abajo o hacia arriba.

Para determinar si existe este error se eligen 2 puntos distantes entre sí de 60 a 80m.

Colocando el nivel en el **centro** se hacen las lecturas A y B determinando  $\Delta h_{AB} = LA - LB$ , recordamos que este método elimina la influencia de el error de inclinación, ya que al estar el nivel equidistante de las miras el error producido en las lecturas es de igual valor y signo, por lo tanto no tiene influencia en el cálculo de  $\Delta h_{AB}$ .

Luego se estacionara cerca de uno de los puntos colocando el anteojo tan próximo como lo permita y se hacen las lecturas  $L'A$  y  $L'B$ , a la lectura mas cerca se le considera no afectada del error por estar a una distancia mínima.

La condición a cumplir es:

$$\Delta h_{AB} = L'A - L'B$$

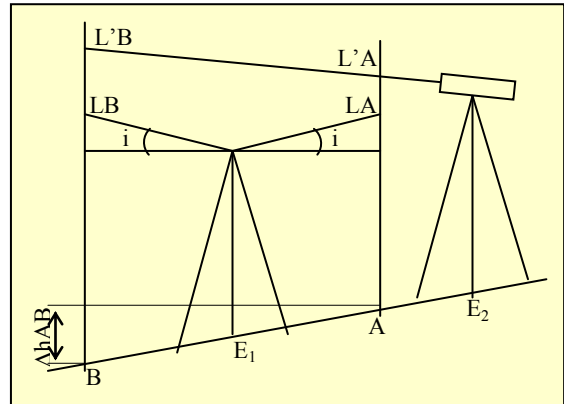
de aquí despejamos:

$$L'B = L'A - \Delta h_{AB}$$

Hacemos la lectura en la mira colocada sobre le punto B, este valor debe coincidir con la  $L'B$  calculada, si esto no ocurre

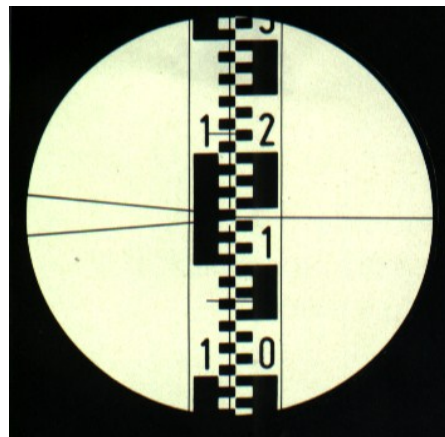
se debe corregir el aparato girando los tornillos que mueven los hilos del retículo y provocando la lectura correcta en  $L'B$ .

Se repite la operación hasta verificar la corrección total.



### Miras o estadales

Es un elemento auxiliar para la nivelación, tiene de 2 a 4 m de longitud, generalmente plegables o enchufables para



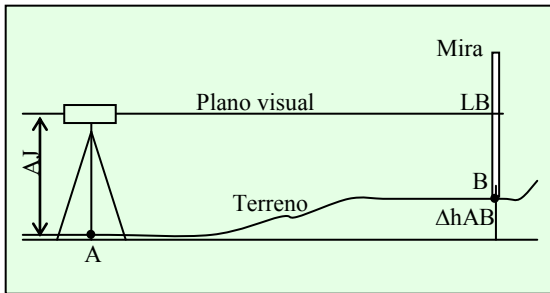
Mira parlante observada a través del campo visual del anteojo.

facilitar su transporte, están hechas de aluminio, o madera de Cedro , Abeto o Raulí . En la cara anterior tienen grabadas las medidas en centímetros, e indicadas con nú-

meros los metros y decímetros, en este caso se llaman “Miras parlantes”.

**NIVELACION SIMPLE.**

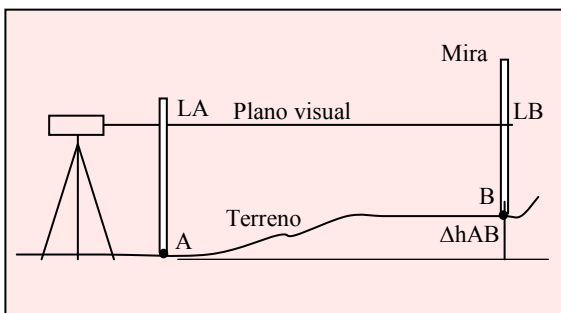
Recibe esta denominación la operación que se realiza para determinar la diferencia de altura solo entre puntos de una sola estación, se pueden dar tres casos.



a) Desde uno de los puntos.

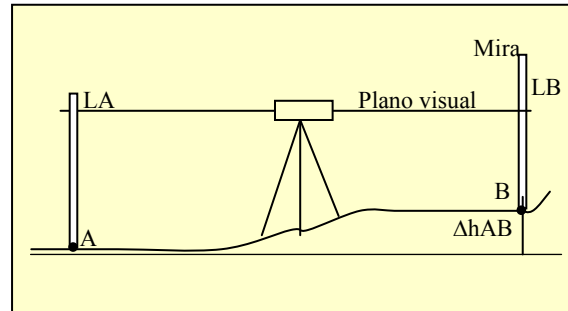
Se instala el aparato en uno de los de los puntos a nivelar y se coloca la mira en el otro, se hace la LB y se toma la altura del instrumento. La diferencia entre  $AI - LB = \Delta h AB$ .

b) Desde un punto cualquiera.



Se coloca el aparato en cualquier lugar cercano a los puntos y desde allí se efectúan sucesivamente LA y LB, obteniéndose el  $\Delta h AB = LA - LB$ .

c) Desde el punto medio



Esta forma consiste en colocar el aparato en el punto medio y desde allí efectuar las lecturas de A y B obteniendo el:

$$\Delta h AB = LA - LB.$$

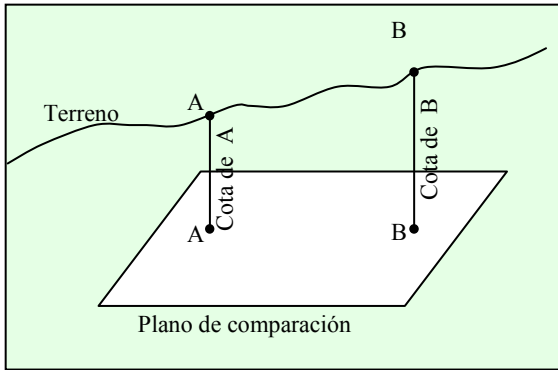
Este método es mas preciso ya que elimina la influencia del error de inclinación y la refracción atmosférica porque se producirá un error de igual magnitud en cada lectura no influyendo en  $\Delta h AB$ .

**NIVELACION COMPUESTA**

Cuando la tarea de nivelación se realiza a lo largo de cierta longitud que no es posible hacerlo desde una sola estación, se debe proceder a cambiar de posición el aparato tantas veces como sea necesario, por lo tanto las nivelaciones efectuadas desde cada estación se irán vinculando entre sí, y será necesario entonces tener o adoptar una cota de arranque.

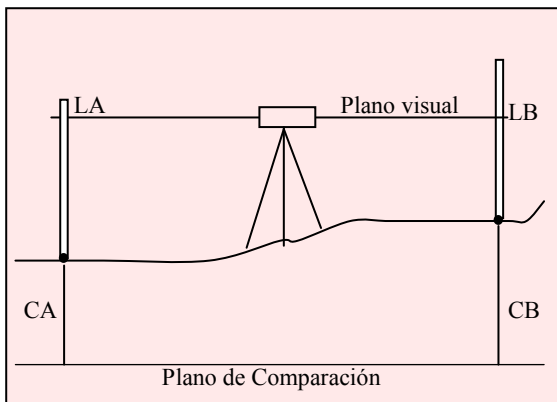
Hemos dicho que la cota de un punto es la altura de este con respecto a un plano de comparación horizontal, estando colocado el plano de comparación debajo de los puntos, estos tendrán cota positiva y la longitud de la cota indicará que punto está más alto, a mayor valor de cota, mayor altura. El  $\Delta h$  entre dos puntos se obtiene por la diferencia de cotas  $\Delta h$

$$AB = \text{Cota B} - \text{Cota A.}$$



Esto indica que se podrán ir determinando las cotas de muchos puntos sobre el terreno con respecto a un mismo plano horizontal para que puedan compararse entre sí.

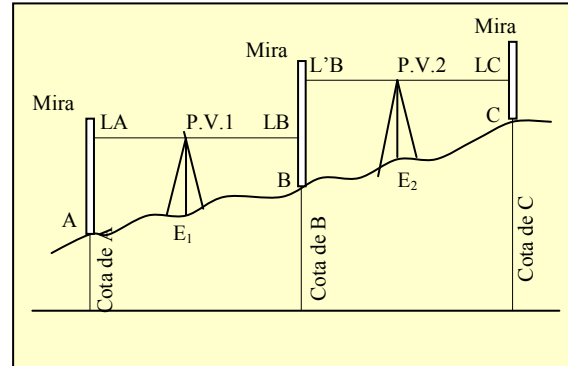
Los valores de cotas se van determinando paso a paso por medio de la nivelación partiendo de una cota inicial.



Si observamos la figura vemos que el plano de comparación y el plano visual del anteojo son horizontales y por lo tanto paralelos entre sí, por lo que podemos establecer la siguiente identidad  $CA + LA = CB + LB$ , en nuestro caso conocemos la CA y debemos calcular la CB. Como las LA y LB las tomamos con el aparato podremos despejar  $CB = CA + LA - LB$ .

Así tenemos determinada la CB que podrá ser considerada como cota conocida de comienzo para seguir adelante con la nivelación.

Así se va conformando el desarrollo de la nivelación compuesta.



En algunos casos es útil calcular la cota del plano visual sobre todo si existe una gran densificación de puntos, para nuestro caso  $C.P. \text{ Visual}_1 = \text{Cota A} + LA$  teniendo este valor se podrán calcular las cotas del resto de los puntos tomados desde esta estación.

En el ejemplo tenemos conocida la Cota de A y nivelamos para obtener las de B y C.

Se deben hacer dos estaciones  $E_1$  y  $E_2$  tomando las lecturas sobre los puntos A, B y C.

En  $E_1$  tenemos.

$\text{Cota de A} + LA = \text{Cota de B} + LB$ , despejamos  $CB = \text{Cota de A} + LA - LB$  así tenemos la CB, y cambiamos a la estación  $E_2$  desde allí será:

$\text{Cota B} + L'B = \text{Cota C} + LC$ ,  
despejamos  $CC = CB + L'B - LC$ .

Así podremos seguir adelante hasta donde sea necesario y todos los puntos podrán ser comparados entre sí y por sus cotas ya que están referenciados al mismo plano horizontal.

Si en una estación tomamos algunos puntos mas entre los extremos los llamaremos “intermedios” y también les podremos calcular las cotas.

Al comenzar a nivelar desde una estación, al primer punto visado lo denominamos “atrás” los demás “intermedios” y el último “adelante”, esto organiza la lectura e interpretación de la planilla.

Para desarrollar esta tarea podremos usar una planilla como la siguiente.

### PLANILLA DE NIVELACION

Cota de A = 50 m.

Punto Visado	Estación	Lecturas			Cota plano visual	Cota del punto
		Atrás	Interm.	Adel.		
A	1	1,426			51,426	50,00
B	1		1,493		51,426	49,933
C	1		1,612		51,426	49,814
D	1			1,708	51,426	49,718
D	2	1,232			50,950	
E	2		1,538		50,950	49,412
F	2		1,346		50,950	49,604
G	2			1,540	50,950	49,410
G	3	1,760			51,170	
H	3		1,820		51,170	49,350
I	3			1,760	51,170	49,410

### NIVELACION TRIGONOMETRICA

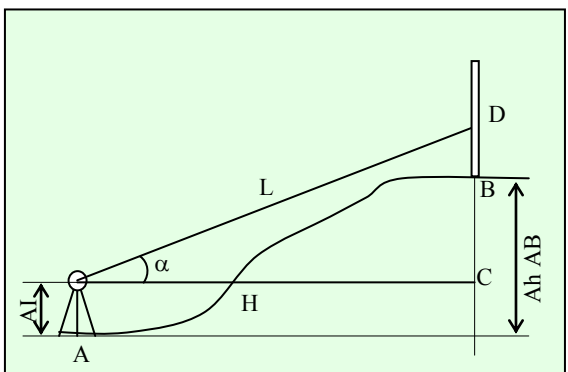
Esta nivelación tiene como característica principal que se realiza midiendo ángulos verticales y distancias entre los puntos considerados, con estos datos se efectúan cálculos que proporcionan los desniveles. Es una nivelación bastante confiable pero algo menos preciso que la geométrica.

Las distancias se obtienen con el método estadimétrico de modo que desde una estación el operador efectúa todas las operaciones.

Veamos el caso general del cálculo entre 2 puntos A y B.

#### a) Desde una sola estación con teodolito.

Este caso se plantea cuando la situación del trabajo (distancias, accesibilidad, etc.) permiten colocar en un punto el teodolito y en el otro una mira.

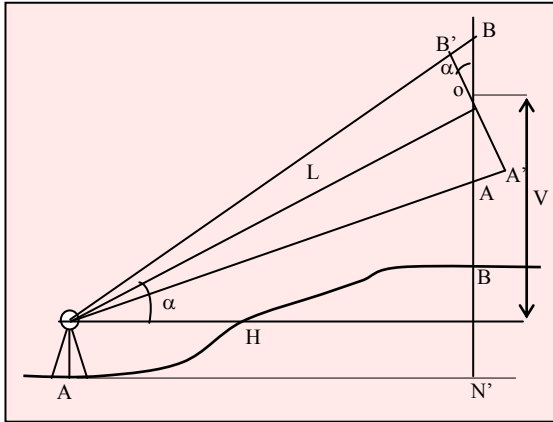


Se desea saber la diferencia de altura entre A y B la que será  $\Delta h_{AB} = DC + AI - DB$ ; si hacemos  $AI = BD$  tendremos que  $\Delta h_{AB} = DC$ , sabemos que  $DC = L \cdot \sin \alpha$ . También obtenemos la distancia haciendo  $H = L \cdot \cos \alpha$ .

Por lo expuesto los datos necesarios son  $\alpha$  y  $L$ , el ángulo de altura  $\alpha$  se mide con el teodolito y la distancia  $L$  se la determina por estadimetría ya que la visual es sobre una mira parlante.

Recordemos que para efectuar una medición estadimétrica la visual debe ser

normal a la mira, hecho que no se da en este caso, por lo tanto se debe hacer el cálculo que transforme la lectura inclinada en un valor correspondiente a la perpendicular.



El sector de la mira que se lee es AB, pero el que interesa realmente para calcular L es el A'B' o sea perpendicular a la visual.

$$OB' = \frac{AB}{2} \cdot \cos \alpha \quad OB' = \frac{1}{2} A'B'$$

$$A'B' = 2 \cdot OB' \quad \therefore A'B' = \sqrt{2} \cdot \frac{AB}{\sqrt{2}} \cos \alpha$$

Simplificando tenemos que A'B' = AB · cos α, si al sector AB lo llamamos m:

$$L = m \cdot K; L = A'B' \cdot K \quad \therefore L = m \cdot \cos \alpha \cdot K$$

que es el valor buscado de L calculado en forma estadimétrica al que hemos introducido el valor de corrección cos α.

La distancia H entre los puntos AB será  $H = L \cdot \cos \alpha$  reemplazando L tenemos  $H = m \cdot \cos \alpha \cdot K \cdot \cos \alpha$  lo que da:

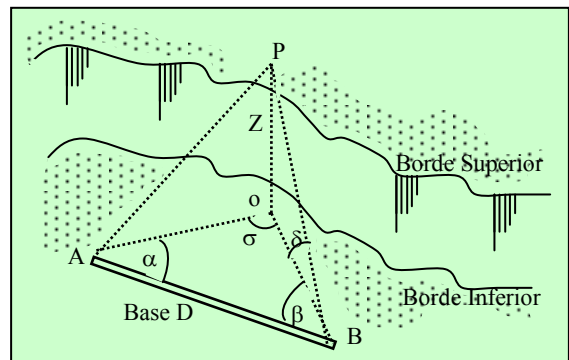
$$H = m \cdot \cos^2 \alpha \cdot K.$$

La diferencia de nivel V entre el aparato y el centro de la mira (hilo central del retículo) será  $V = L \cdot \sin \alpha$  reemplazando  $V = m \cdot \cos \alpha \cdot K \cdot \sin \alpha$ , si tenemos en cuenta que  $\cos \alpha \cdot \sin \alpha = \frac{1}{2} \sin 2\alpha$  nos queda  $V = m \cdot \frac{1}{2} \sin 2\alpha \cdot K$ . Si tenemos la precaución de que al visar la mira hacemos que la altura del instrumento sea igual a la lectura de mira, es decir  $AI = BO$  tendremos que  $V = N'B$  que es la diferencia de altura entre los puntos considerados. Las tablas taquimétricas nos permiten obtener los valores de H (distancia entre los puntos) y V (Diferencia de altura) contando con el ángulo α y el sector de mira m.

En la tabla siguiente se observa que  $m = 115$  y con el ángulo α en grados y minutos se obtiene en las columnas correspondientes a  $\frac{1}{2} \sin 2\alpha$  el valor de la diferencia de altura.

Entrando en las columnas de la derecha con  $115 \cos^2 \alpha$  se indica la distancia horizontal entre los puntos que originan estos datos.

**b) Con base auxiliar**



$$m = 115 (1/2 \sin 2\alpha)$$

	0°	1°	2°	3°	4°	5°
0'	0.00	2.01	4.01	6.01	8.00	9.98
2'	0.07	2.07	4.08	6.08	8.07	10.05
4'	0.13	2.14	4.14	6.14	8.13	10.12
6'	0.20	2.21	4.21	6.21	8.20	10.18
8'	0.27	2.27	4.28	6.28	8.27	10.25

10°	0.33	2.34	4.34	6.34	8.33	10.31
12°	0.40	2.41	4.41	6.41	8.40	10.38
14°	0.47	2.47	4.48	6.48	8.47	10.45
16°	0.54	2.54	4.54	6.54	8.53	10.51
18°	0.60	2.61	4.61	6.61	8.60	10.58
20°	0.67	2.68	4.68	6.68	8.66	10.64
22°	0.74	2.74	4.74	6.74	8.73	10.71
24°	0.80	2.81	4.81	6.81	8.80	10.77
26°	0.87	2.88	4.88	6.87	8.86	10.84
28°	0.94	2.94	4.94	6.94	8.93	10.91
30°	1.00	3.01	5.01	7.01	8.99	10.97
32°	1.07	3.08	5.08	7.07	9.06	11.04
34°	1.14	3.14	5.14	7.14	9.13	11.10
36°	1.20	3.21	5.21	7.21	9.19	11.17
38°	1.27	3.28	5.28	7.27	9.26	11.23
40°	1.34	3.34	5.34	7.34	9.33	11.30
42°	1.40	3.41	5.41	7.41	9.39	11.37
44°	1.47	3.48	5.48	7.47	9.46	11.43
46°	1.54	3.54	5.54	7.54	9.52	11.50
48°	1.61	3.61	5.61	7.60	9.59	11.56
50°	1.67	3.68	5.68	7.67	9.66	11.63
52°	1.74	3.74	5.74	7.74	9.72	11.69
54°	1.81	3.81	5.81	7.80	9.79	11.76
56°	1.87	3.88	5.88	7.87	9.85	11.82
58°	1.94	3.94	5.94	7.94	9.92	11.89
<b>α</b>	<b>10°</b>	<b>11°</b>	<b>12°</b>	<b>13°</b>	<b>14°</b>	<b>15°</b>
0°	19.67	21.54	23.39	25.21	26.99	28.75
2°	19.73	21.60	23.45	25.27	27.05	28.81
4°	19.79	21.66	23.51	25.33	27.11	28.87
6°	19.85	21.73	23.57	25.39	27.17	28.92
8°	19.92	21.79	23.63	25.45	27.23	28.98
10°	19.98	21.85	23.69	25.51	27.29	29.04
12°	20.04	21.91	23.75	25.57	27.35	29.10
14°	20.11	21.97	23.81	25.62	27.41	29.15
16°	20.17	22.04	23.88	25.69	27.47	29.21
18°	20.23	22.10	23.94	25.75	27.52	29.27
20°	20.29	22.16	24.00	25.81	27.58	29.33
22°	20.36	22.22	24.06	25.87	27.64	29.39
24°	20.42	22.28	24.12	25.93	27.70	29.44
26°	20.48	22.34	24.18	25.99	27.76	29.50
28°	20.54	22.41	24.24	26.04	27.82	29.56
30°	20.61	22.47	24.30	26.10	27.88	29.61
32°	20.67	22.53	24.36	26.16	27.94	29.67
34°	20.73	22.59	24.42	26.22	27.99	29.73
36°	20.79	22.65	24.48	26.28	28.05	29.79
38°	20.86	22.71	24.54	26.34	28.11	29.84
40°	20.92	22.77	24.60	26.40	28.17	29.90
42°	20.98	22.84	24.66	26.46	28.23	29.96
44°	21.04	22.90	24.72	26.52	28.29	30.02

12.28	14.23	16.17	18.09	2°	114.9
12.35	14.30	16.23	18.15	2° 30'	114.8
12.41	14.37	16.30	18.21	3°	114.7
12.48	14.43	16.36	18.28	3° 30'	114.6
12.54	14.49	16.43	18.34		
12.61	14.56	16.49	18.40	4°	114.4
12.67	14.62	16.56	18.47	4° 30'	114.3
12.74	14.69	16.62	18.53	5°	114.1
12.80	14.75	16.68	18.59	5° 30'	113.9
12.87	14.82	16.75	18.66		
12.93	14.88	16.81	18.72	6°	113.7
13.00	14.95	16.88	18.78	6° 30'	113.5
13.07	15.01	16.94	18.85	7°	113.3
13.13	15.08	17.00	18.91	7° 30'	113.0
13.20	15.14	17.07	18.97		
13.26	15.20	17.13	19.04	8°	112.8
13.33	15.27	17.19	19.10	8° 30'	112.5
13.39	15.33	17.26	19.16	9°	112.2
13.46	15.40	17.32	19.23	9° 30'	111.9
13.52	15.46	17.39	19.29		
13.59	15.53	17.45	19.35	10°	111.5
13.65	15.59	17.51	19.41	10°20'	111.3
13.72	15.66	17.58	19.48	10°40'	111.1
13.78	15.72	17.64	19.54	11°	110.8
13.85	15.78	17.70	19.60	11° 20'	110.6
				11° 40'	110.3
	<b>16°</b>	<b>17°</b>	<b>18°</b>	<b>19°</b>	
30.47	32.15	33.80	35.40	12°	110.0
30.53	32.21	33.85	35.45	12° 20'	109.8
30.58	32.26	33.91	35.51	12° 40'	109.5
30.64	32.32	33.96	35.56		
30.70	32.38	34.01	35.61	13°	109.2
				13° 20'	108.9
30.75	32.43	34.07	35.66	13° 40'	108.6
30.81	32.49	34.12	35.72		
30.87	32.54	34.18	35.77		
30.92	32.60	34.23	35.82	14°	108.3
30.98	32.65	34.28	35.87	14° 20'	108.0
				14° 40'	107.6
31.04	32.71	34.34	35.93		
31.09	32.76	34.39	35.98	15°	107.3
31.15	32.82	34.44	36.03	15° 20'	107.0
31.20	32.87	34.50	36.08	15° 40'	106.6
31.26	32.93	34.55	36.13		
31.32	32.98	34.60	36.19	16°	106.3
31.37	33.04	34.66	36.24	16° 20'	105.9
31.43	33.09	34.71	36.29	16° 40'	105.5
31.48	33.14	34.76	36.34		
31.54	33.20	34.82	36.39	17°	105.2
				17° 20'	104.8
31.60	33.25	34.87	36.45	17° 40'	104.4
31.65	33.31	34.92	36.50		
31.71	33.36	34.98	36.55	18°	104.0

<b>6°</b>	<b>7°</b>	<b>8°</b>	<b>9°</b>	<b>115 cos<sup>2</sup> α</b>	
11.95	13.91	15.85	17.77	0°	115.0
12.02	13.98	15.91	17.83	0° 30'	115.0
12.09	14.04	15.98	17.90	1°	115.0
12.15	14.11	16.04	17.96	1° 30'	114.9
12.22	14.17	16.11	18.02		

46°	21.10	22.96	24.78	26.58	28.34	30.07
48°	21.17	23.02	24.84	26.64	28.40	30.13
50°	21.23	23.08	24.91	26.70	28.46	30.19
52°	21.29	23.14	24.97	26.76	28.52	30.24
54°	21.35	23.20	25.03	26.82	28.58	30.30
56°	21.42	23.27	25.09	26.88	28.63	30.36
58°	21.48	23.33	25.15	26.94	28.69	30.41

--	--	--	--	--	--	--

--	--	--	--	--	--	--

Este método es útil cuando se requieren los niveles de uno o más puntos que no son fácilmente accesibles y depende solamente de la posibilidad de colocar una señal en los mismos.

Se plantea la solución de tener que calcular la diferencia de altura entre los puntos P y B.

Se determina la base arbitraria AB, se la mide correctamente y la llamamos D, luego se estaciona el teodolito en B y se miden los ángulos  $\beta$  (horizontal) y  $\delta$  (vertical) tomando como líneas de dirección las determinadas por AB y por PB. El ángulo  $\delta$  se mide con respecto al horizonte. Se estaciona en A y se mide el ángulo  $\alpha$ .

En el triángulo A $\sigma$ B calculo el valor del ángulo:

$$\sigma = 180^\circ - (\alpha + \beta).$$

Calculamos la distancia OB por el teorema del seno:

$$\text{seno} : \frac{OB}{\text{Sen } \alpha} = \frac{D}{\text{sen } \sigma} \therefore OB = \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } \sigma} \cdot D$$

La diferencia de altura entre B y P es Z, la calculamos a partir del triángulo OPB

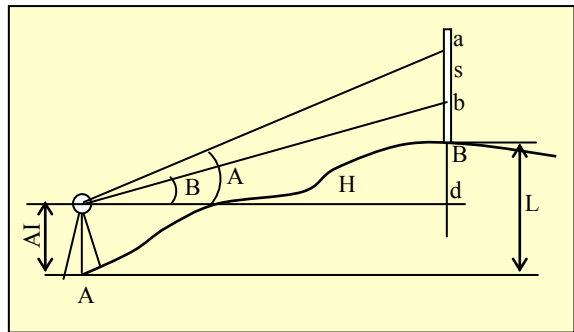
$$\text{tg } \delta = \frac{Z}{OB} \therefore Z = \text{tg } \delta \cdot OB$$

31.76	33.42	35.03	36.60	18° 20'	103.6
31.82	33.47	35.08	36.65	18° 40'	103.2
31.88	33.53	35.14	36.70	19°	102.8
31.93	33.58	35.19	36.75	19° 20'	102.4
31.99	33.64	35.24	36.81	19° 40'	102.0
32.04	33.69	35.29	36.86		
32.10	33.74	35.35	36.91	20°	101.5

Z = es la diferencia de altura entre P y B.

**c) Con dos visuales sobre la mira.**

En este caso colocamos el instrumento en uno de los puntos y la mira en el otro, se dirigen dos visuales a la mira tomando los ángulos A y B, y las lecturas de mira a y b.



$$ad = H \cdot \text{tg } A \quad bd = H \cdot \text{tg } B$$

$$S = ad - bd \therefore S = H \cdot \text{tg } A - H \cdot \text{tg } B \therefore$$

$$S = H (\text{tg } A - \text{tg } B) \Rightarrow H = \frac{S}{\text{tg } A - \text{tg } B}$$

$$L = bd - bB + AI \quad \text{Si } bB = AI$$

$$L = bd \quad \boxed{L = H \cdot \text{tg } B}$$

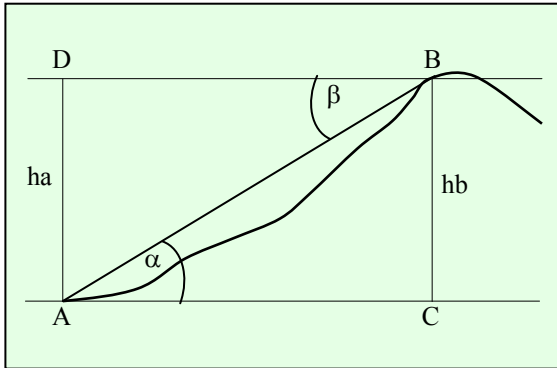
**d) Con estaciones recíprocas.**

En todas las nivelaciones trigonométricas en que se desea obtener una buena precisión es necesario repetirla permutando las posiciones de la mira y del aparato.

Tenemos los puntos A y B ubicados a cierta distancia, colocamos el teodolito en A y la mira en B, tomamos la altura del teodolito y dirigimos la visual a igual altura en la mira, si no se leen bien, en la mira se coloca una señal, de esta manera no tendremos que estar adicionando o restando las lecturas de mira y altura del instrumen-



to. A los fines de la explicación suponemos ambas alturas iguales.



Se toma la medida horizontal AC o se calcula por algún método que resulte confiable.

Se mide el ángulo  $\alpha$ , tendremos entonces que:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{hb}{AC} \therefore hb = \operatorname{tg} \alpha \cdot AC.$$

Se traslada el teodolito al punto B y se mide el ángulo  $\beta$ , tendremos entonces que:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{ha}{BD} \therefore ha = \operatorname{tg} \beta \cdot BD$$

Debemos tener en cuenta que  $AC = BD$ .

Ahora tenemos la diferencia de altura entre A y B calculada desde los dos extremos, tenemos que promediarlas sumándolas y dividiéndolas por 2.

$hb + ha = \operatorname{tg} \alpha \cdot AC + \operatorname{tg} \beta \cdot BD$  Siendo AC y BD iguales sacamos factor común AC y tenemos:

$$hb + ha = AC (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)$$

$$\frac{hb + ha}{2} = \frac{AC}{2} (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)$$

$\frac{hb + ha}{2} = A h.A B$ , por lo tanto la diferencia de altura entre:

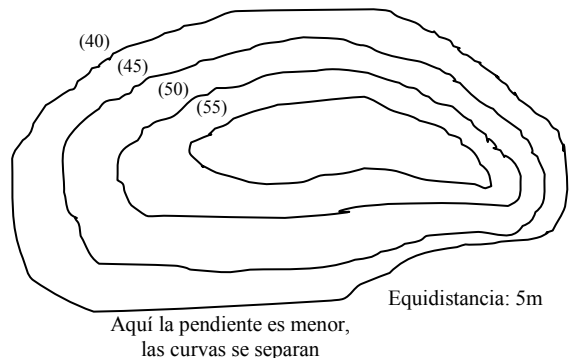
$$AB = \frac{AC}{2} (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)$$

Podemos enunciar que la diferencia de altura entre 2 puntos es igual a  $\frac{1}{2}$  la distancia horizontal multiplicada por la suma de las tangentes de los ángulos verticales uno en altura y el otro en depresión medido desde dichos puntos.

## NIVELACION BAROMETRICA

Es la menos precisa de las tres, aplica la ley física que indica que la presión varía de acuerdo con la altura, por lo tanto se puede determinar la diferencia de altura utilizando un barómetro. Este método es utilizado en circunstancias en que no es necesaria precisión en la determinación.

Lugar de mayor pendiente, las curvas se acercan entre sí.



## CURVAS DE NIVEL

Se denominan así a las líneas que marcadas sobre el terreno desarrollan una trayectoria que es horizontal. Por lo tanto po-

demos definir que **una línea de nivel representa la intersección de una superficie de nivel con el terreno.**

En un plano las curvas de nivel se dibujan para representar intervalos de altura que son equidistantes sobre un plano de referencia.

Esta diferencia de altura entre curvas recibe la denominación de “equidistancia”.

De la definición de las curvas podemos citar las siguientes características:

- a) Las curvas de nivel no se cruzan entre sí.
- b) Deben ser líneas cerradas aunque esto no suceda dentro de las líneas del dibujo.
- c) Cuando se acercan entre sí indican un declive más pronunciado y viceversa.
- d) La dirección de máxima pendiente del terreno queda en el ángulo recto con la curva de nivel.

En el gráfico veremos que el valor de las cotas de las curvas van creciendo hacia el centro por lo tanto se trata de una colina.

## MARCACION DE UNA CURVA DE NIVEL

El operador comienza a nivelar partiendo de una cota conocida, efectuando una nivelación compuesta, desde la estación de arranque debe marcar los puntos del terreno que tienen igual lectura de mira. Cuando cambia la estación tomará como referencia el último punto de la estación

anterior y efectuada la lectura de mira procede a buscar sobre el terreno puntos que proporcionen la misma lectura y así hasta terminar con esa curva.

De esta manera se marca sobre el terreno una línea de nivel, es decir que no sube ni baja, para esto se van colocando estacas de madera las que demarcan su trayectoria.

## NIVELES AUTOMATICOS DE ANTEOJO

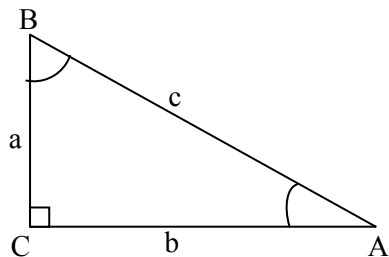
Estos aparatos significan una evolución muy positiva respecto de los dispositivos anteriormente, resultan más fáciles de operar ya que en su diseño se a eliminado el nivel tórico que se usaba para horizontalizar el eje de colimación y se reemplazo por un sistema de prismas basculantes que funcionan por acción de la gravedad terrestre, y actúan sobre el eje de colimación horizontalandolo, solo es necesario que el eje principal sea colocado vertical accionando los tornillos calantes y guiándose por un nivel esférico, es decir que no requiere una perfecta verticalización, sino la suficiente para que el prisma compensador quede libre de rozamientos internos y para que se coloque en posición operativa.

El resto del nivel es similar a los anteriores, con su tornillo de enfoque, tornillo de aproximación horizontal, mira de puntería y círculo horizontal graduado.

## FORMULAS

Cuadro de formulas para la resolución de triángulos rectángulos y oblicuángulos planos y para calcular áreas de figuras y cuerpos geométricos.

**Triángulos Rectángulos:**



$C = 90^\circ ; A+B = 90^\circ;$

$\text{Sen } A = \frac{a}{c} = \text{Cos } \beta$

$\text{Cos } A = \frac{b}{c} = \text{Sen } \beta$

$\text{Tg } A = \frac{a}{b} = \text{Cotg } \beta$

$\text{Sec } A = \frac{c}{b} = \text{Cosec } \beta$

$\text{Cosec } A = \frac{c}{a} = \text{Sec } \beta$

$a = \text{Sen } A.c = \text{Cos } \beta.c = \text{Tg } A.b = \text{Cotg } \beta.b$

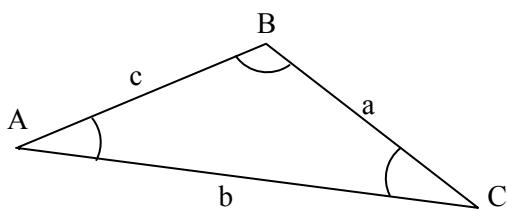
Por Pitágoras  $a = \sqrt{c^2 - b^2}$

$b = \text{Cos } A.c = \text{Sen } \beta.c = \frac{a}{\text{Tg } A} = \frac{a}{\text{Cotg } \beta}$

Por Pitágoras  $b = \sqrt{c^2 - a^2}$

$C = \frac{a}{\text{Sen } A} = \frac{a}{\text{Cos } \beta} = \frac{b}{\text{Cos } A} = \frac{b}{\text{Sen } \beta}$

**Triángulos Oblicuángulos:**



Para resolver los datos necesarios son 3, entre ellos 1 lado.

**Datos:** A B a

**Incógnitas:** b, c, C

$b = \frac{a}{\text{Sen } A} . \text{Sen } \beta$

$C = \frac{a}{\text{Sen } A} . \text{Sen } C ; C = 180^\circ - (A + B)$

**Datos:** a b c

**Incógnitas:** Área; A, B, C

Semiperímetro  $P = \frac{a + b + c}{2}$

Valor Auxiliar

$\delta = \sqrt{\frac{(P - a)(P - b)(P - c)}{P}}$

Área = P .  $\delta$

$\text{tg } \frac{1}{2} A = \frac{\delta}{P - a}$

$\text{tg } \frac{1}{2} B = \frac{\delta}{P - b}$

$\text{tg } \frac{1}{2} C = \frac{\delta}{P - c}$

$\text{Sen } A = 2 \frac{\sqrt{P(P - a)(P - b)(P - c)}}{b.c}$

**Datos:** C a b

**Incógnitas:** Área

Área =  $\frac{1}{2} . a . b . \text{Sen } C$

**Datos:** A C a c

**Incógnitas:** b

$$b = \cos A \cdot c + \cos C \cdot a$$

$$B = 180^\circ - (A + C)$$

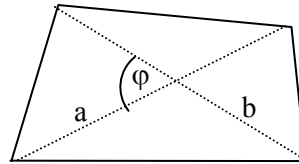
**Datos:** A B C a  
**Incógnitas:** Área

$$\text{Área} = \frac{a^2 \cdot \text{Sen B} \cdot \text{Sen C}}{2 \cdot \text{Sen A}}$$

**Datos:** A a b  
**Incógnitas:** B, c

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

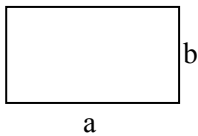
Trapezio Base Mayor B, Base Menor b y Altura h.



$$A = \frac{1}{2} a \cdot b \cdot \text{sen } \phi$$

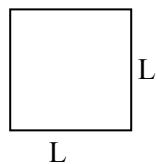
Cuadrilátero Diagonales a.b forman un ángulo  $\phi$ .

## AREAS DE FIGURAS



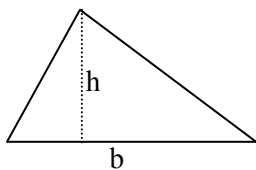
$$A = a \cdot b$$

Rectángulo de lados a, b



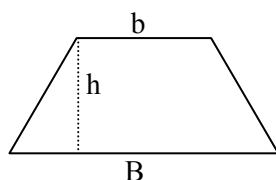
$$A = L^2$$

Cuadrado de lado L

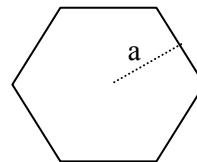


$$A = \frac{b \cdot h}{2}$$

Triángulo de Base b y Altura h.

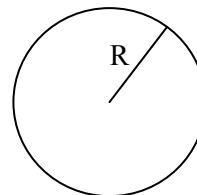


$$A = \frac{B + b}{2} \cdot h$$



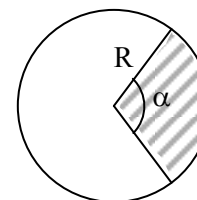
$$A = \frac{1}{2} P \cdot a$$

Polígono regular Perímetro P y Apotema a.



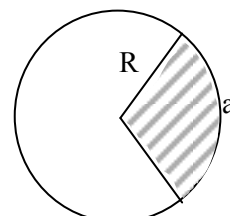
$$A = \pi \cdot R^2$$

Circulo de radio R.



$$A = \frac{\pi R^2 \alpha^\circ}{360^\circ}$$

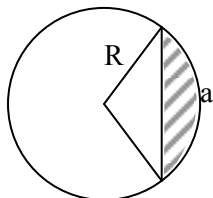
Sector circular de  $\alpha^\circ$ .



$$A = \frac{1}{2} \cdot a \cdot R$$

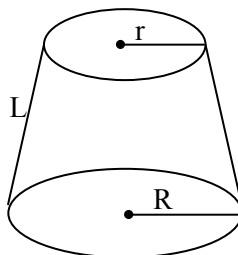
$$A = \pi \cdot R \cdot L$$

Sector circular del arco a.



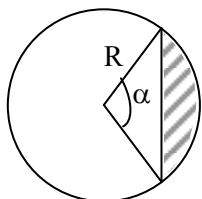
$$A = \frac{1}{2} \cdot a \cdot R - \text{área del triángulo}$$

Lateral de un cono circular recto de Lado L y base del Radio R.



$$A = \pi \cdot (R + r) \cdot L$$

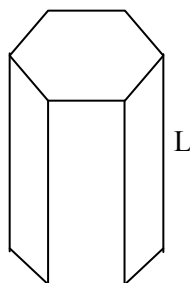
Segmento de sector circular de Arco a y Radio R.



$$A = \frac{\pi R^2 \alpha^\circ}{360^\circ} - \text{área del triángulo}$$

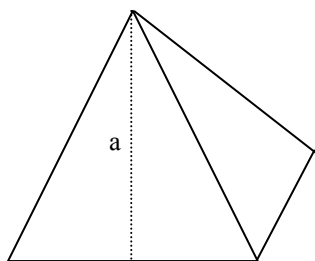
Lateral de un tronco de cono circular recto de bases paralelas.

Radio Mayor R, Radio Menor r, Lado L.



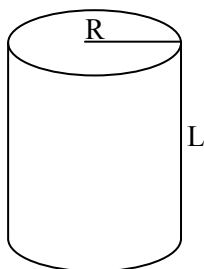
$$A = L \cdot P$$

Segmento de sector circular de Ángulo y radio R.



$$A = \frac{1}{2} \cdot a \cdot P$$

Lateral de un prisma regular siendo L su arista y P el perímetro de la sección recta.

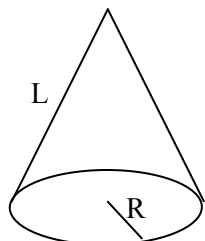


$$A = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot L + 2 \pi R^2$$

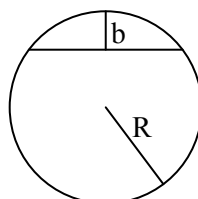
Lateral del mismo

$$A = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot L$$

Lateral de una pirámide regular de Apotema a y Perímetro de la base P.



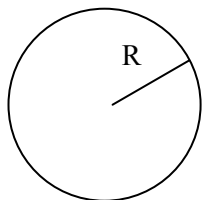
Completa de un cilindro circular recto de Radio R y Altura L.



$$A = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot b$$

$$V = \pi \cdot R^2 \cdot L$$

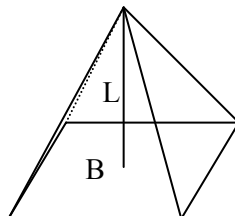
Casquete esférico de Altura b, parte de una esfera de Radio R.



$$A = 4 \cdot \pi \cdot R^2$$

De una esfera de Radio R.

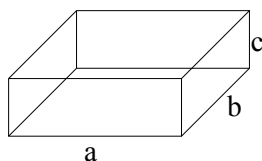
De un Cilindro de Radio R y Altura L.



$$V = \frac{1}{2} B \cdot L$$

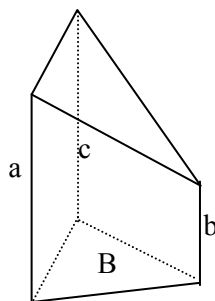
De una pirámide regular de Superficie de la Base B y Altura L.

## VOLÚMENES



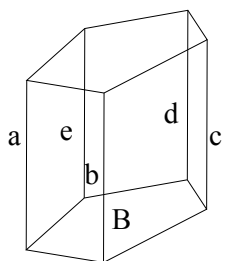
$$V = a \cdot b \cdot c$$

De un paralelepipedo de dimensiones a.b.c



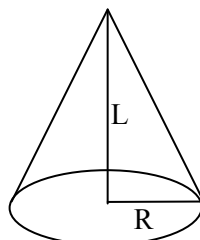
$$V = \frac{a+b+c}{3} \cdot B$$

De un tronco de prisma triangular, cuya superficie de la base es B y a, b, c son las alturas de los vértices superiores.



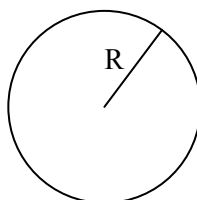
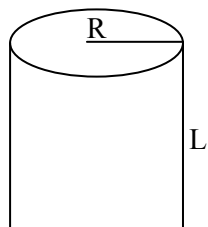
$$V = \frac{a+b+c+d+e}{5} \cdot B$$

De un tronco de paralelepipedo de lados a, b, c, d, e y superficie de la base B o sección recta.



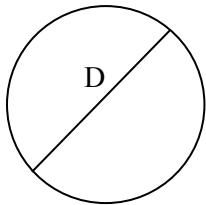
$$V = \frac{1}{2} \pi \cdot R^2 \cdot L$$

De un cono de base con Radio R y Altura L.



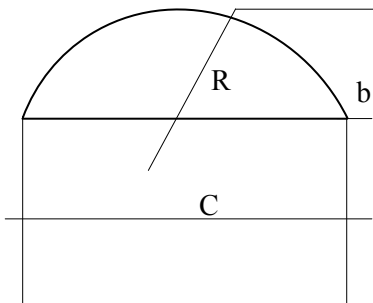
$$V = \frac{4}{3} \pi \cdot R^3$$

De una esfera de Radio R.



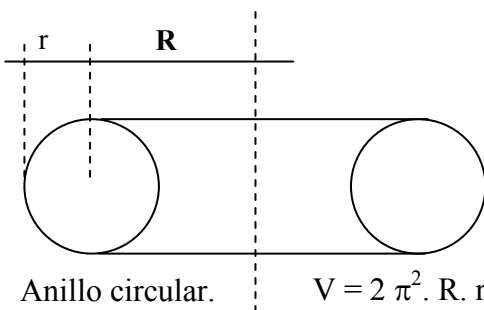
$$V = 1/6 \pi \cdot D^3$$

De una esfera de Diámetro D.



$$V = \frac{1}{3} \pi b^2 (3R-b) \quad V = \frac{1}{21} \pi b (3 C^2 + 4 b^2)$$

Segmento esférico de radio R. y altura b



Anillo circular.

$$V = 2 \pi^2 \cdot R \cdot r^2$$

## **CAPITULO 2**

# **CARTOGRAFIA**



## PROYECCIONES CARTOGRAFICAS

Desde que se conoció que la tierra tiene una forma casi esférica, los cartógrafos tuvieron que resolver el problema que se plantea al tener que dibujar sobre un plano, una superficie que no es plana, debemos tener en cuenta que un elipsoide o geoide no es desarrollable sobre un plano. Del análisis de esta problemática surgieron los sistemas proyectivos ideados por estudiosos que dieron origen a diversas propuestas. De cualquier manera al tratar de representar una porción de la superficie terrestre sobre una superficie plana (mapa o carta topográfica) **se producen distorsiones** de las distancias y áreas.

### Características de las Proyecciones

Según la capacidad de producir efectos sobre las medidas, las proyecciones poseen ciertas características que pueden ser:

- a) **Conformes:** Cuando los ángulos conservan su magnitud y los paralelos y meridianos se interceptan en el plano en ángulo recto, estas situaciones se logran en áreas reducidas.
- b) **Convencional:** Son las que efectúan la transformación de coordenadas por medio de algoritmos matemáticos estableciéndose que  $X, Y = f(\varphi, \lambda)$ .
- c) **Equidistante:** Es un sistema en el que las distancias leídas desde el centro del mapa a cualquier otro punto o lugar del mismo se mantienen inalterables.
- d) **Dirección:** Se da cuando los acimutes sobre el mapa, se relacionan perfectamente con los reales en cualquier dirección.
- e) **Elipsoidico:** Se define así cuando es utilizado en escalas iguales o mayores de 1: 100.000.
- f) **Cilíndrico Transversal:** Esta característica considera a la tierra como una esfera colocada dentro de un cilindro, tangente al mismo según un meridiano en el cuál los puntos de tangencia no sufren deformación alguna.
- g) **Áreas iguales:** Cuando al definir superficies de polígonos sobre el mapa estas guardan la misma proporción con las correspondientes de la superficie terrestre.

### Clasificación de las Proyecciones

A los Sistemas Proyectivos se los clasifica según sea la forma que se da a la pantalla de proyección, así tenemos:

- 1) Cilíndricas
- 2) Seudo cilíndricas
- 3) Cónicas
- 4) Acimutales

## SISTEMA DE PROYECCION GAUSS KRÜGER

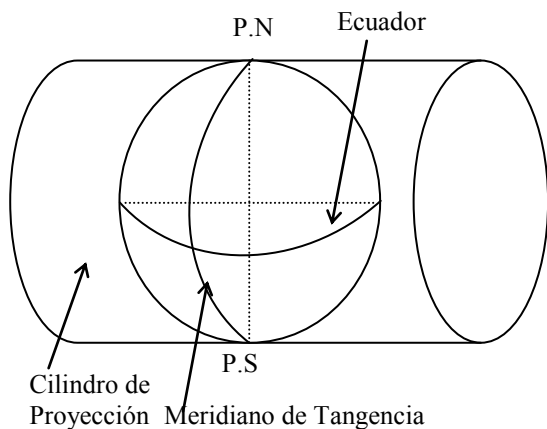
Cabe recordar que por Ley de la Nación N° 12696 sancionada el día 18 de Septiembre de 1941, que es conocida como Ley de la Carta, se estableció la ejecución de los trabajos geodésicos fundamentales y el levantamiento topográfico de todo el te-

territorio de la Nación y se designo al Instituto Geográfico Militar (I.G.M.) como órgano rector de la Cartografía en todo el territorio de la República Argentina. En ejercicio de esta atribución el I.G.M. decidió que en todo territorio Nacional se utilice oficialmente el Sistema Proyectivo de Gauss Krüger.

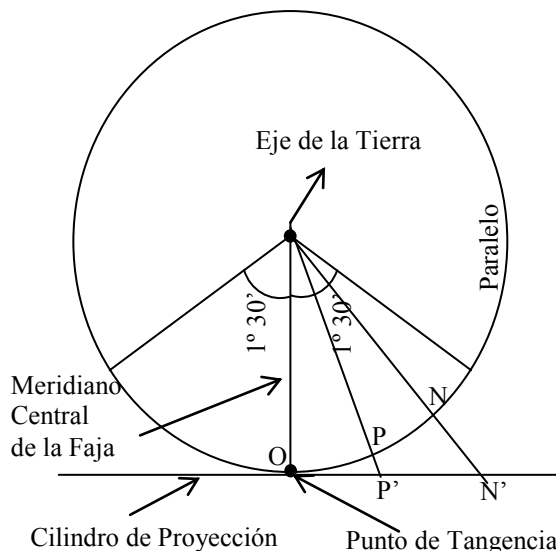
Este sistema surgió de los trabajos realizados por dos personas, ya que C.F. Gauss había efectuado levantamientos del tipo Geodésico en la Ciudad de Hanover (Alemania) en 1822, ideando un sistema que se llamó "Proyección Gauss".

El matemático L. Krüger (1857 –1923) basándose en el trabajo de Gauss, ideó una generalización, haciéndola mas practica con la introducción de las "fajas meridianas" de un ancho de 3° de longitud desarrollando además las formulas adecuadas para esta variante.

Este es un sistema de Representación Convencional, Elipsoidico, conforme y Cilíndrico Transversal.



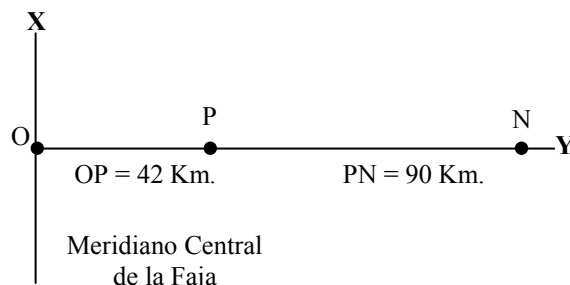
Se divide al territorio Nacional en 7 fajas de un ancho igual a 3° de longitud y cuyo meridiano central se considera en contacto con el cilindro de proyección.



En esta figura se observa que un sector terrestre ubicado sobre el punto de tangencia "O" no sufre deformación alguna, esto no ocurre con los puntos P y N que deben proyectarse sobre el cilindro de proyección con la consiguiente deformación que se va agrandando hacia el borde de la faja.

En el gráfico se observa que la distancia PN es menor que la P'N' esta variación recibe el nombre de agrandamiento por proyección, que estará en función del radio terrestre y de la distancia Y desde los puntos considerados hasta el meridiano de tangencia.

Para un cálculo muy preciso se debe tomar el R que corresponde para ese punto de la tierra pero para nuestro ejemplo tomaremos R= 6.370 Km. Que es el radio promedio de la tierra.



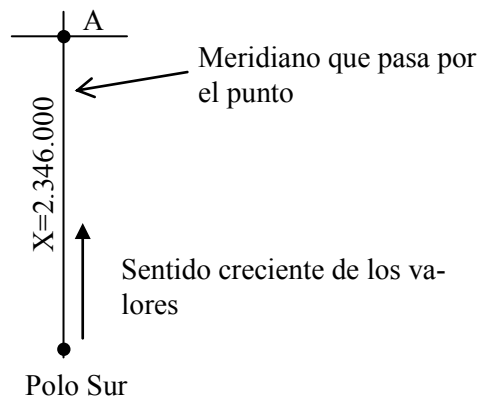
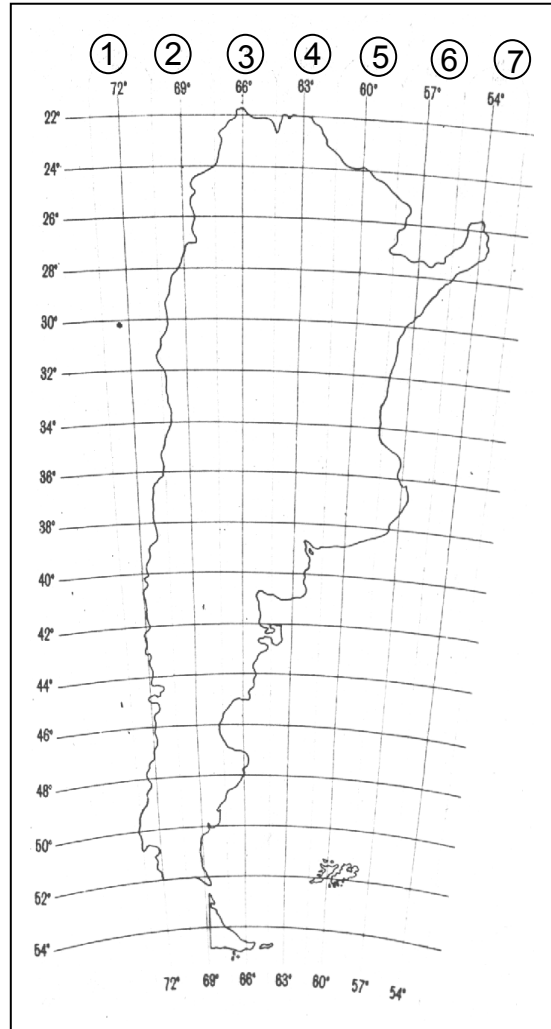
El agrandamiento viene dado por la fórmula  $A = 1 + \frac{y^2}{2R^2}$ , para el cálculo se toma la medida promedio entre P y N al Meridiano central, entonces  $y = 42\text{Km} + \frac{90\text{Km}}{2} = 87\text{Km}$  aplicando la fórmula:

$$A = 1 + \frac{(87\text{Km})^2}{2(6.370\text{Km})^2} = 1 + \frac{7.569\text{Km}^2}{81.153.800\text{Km}^2} = 1.0000932$$

De modo que  $PN$  (corregido) =  $PN \cdot A = 90 \text{ km} \cdot 1,0000932 = 90,00837 \text{ Km}$ . o sea que para este caso el agrandamiento es de 8,37m. Esto nos demuestra que el agrandamiento por proyección solo puede ser determinado por vía analítica ya que en la representación gráfica no es apreciable porque a ninguna escala de dibujo de Cartas sería representable por ser muy pequeño, este fue el motivo por el cual el I.G.M. eligió este sistema ya que las deformaciones son insensibles gráficamente en cartas a escala 1:25.000 en los bordes de las fajas.

Como se observa en el gráfico las 7 fajas cubren el total del territorio nacional y están numeradas del 1 al 7 de Oeste a Este.

Cada una de estas fajas constituye un sistema de ejes coordenados ortogonales formados por el meridiano central de la faja como eje X que tiene su origen en el polo sur donde su valor es 0, es decir que en un punto cualquiera al darse su coordenada X se estará dando la distancia real desde dicho punto hasta el polo sur medida sobre la superficie del geoide, por lo tanto siempre será positiva.

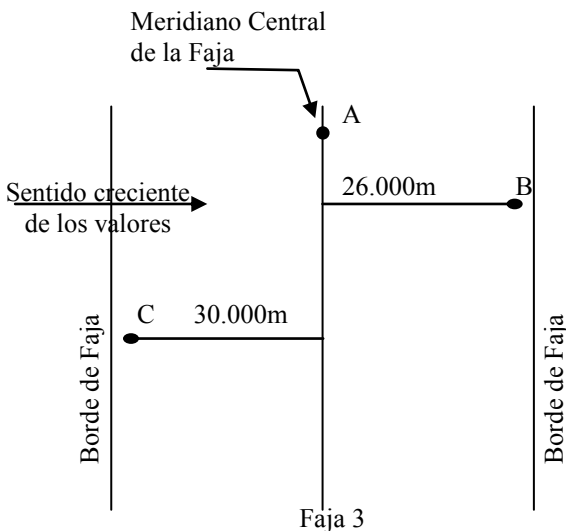


En la figura tenemos un Punto A al que le corresponde un valor  $x = 2.346.000$ , esto quiere decir que el mismo se encuentra

a esa distancia en metros medidos desde el Polo Sur.

La otra coordenada sobre el eje Y o sea en el sentido de los Paralelos terrestres, tiene un valor asignado de 500.000 m de modo que se eliminan los valores negativos, y se lo considera creciente de Oeste a Este, de modo que un punto ubicado sobre el meridiano tendrá valor  $Y = 500.000$  m.

Si está al Oeste tendrá un valor menor de 500.000 y al este uno mayor. A este valor se le antepone un número que indica la faja en que se encuentra el punto.



En la figura tenemos 3 puntos, el A ubicado sobre el meridiano central tiene valor  $Y = 500.000$  m al que se le debe anteponer el número de la faja en la que se encuentra por lo tanto  $Y = 3.500.000$  m.

El punto B está a 26.000 m al este del meridiano por lo tanto su  $Y = 3.526.000$  m y el punto C está a 30.000 m al Oeste por lo tanto, su valor será 3.470.000 m, es decir 30.000 m antes de llegar al Meridiano Central.

Así quedan definidos los valores de las “Coordenadas planas de Gauss Krüger”.

## CUADRICULAS

Estas constituyen una red de cuadrados construidos por líneas rectas perpendiculares entre sí teniendo 4 cm de lado, están dibujados sobre la carta y asumirán un valor constante de acuerdo a la escala así serán:

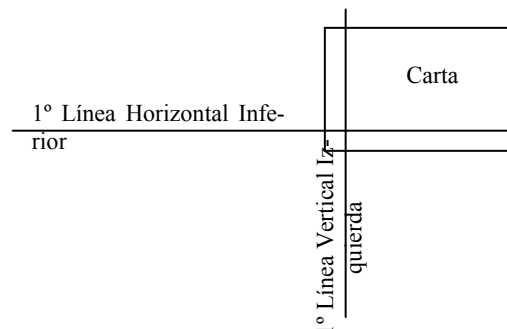
Escala	1:500.000;	4cm x 5.000m	=	20.000m
Escala	1:250.000;	4cm x 2.500m	=	10.000m
Escala	1:100.000;	4cm x 1.000m	=	4.000m
Escala	1:50.000;	4cm x 500m	=	2.000m
Escala	1:25.000;	4cm x 250m	=	1.000m

Para definir el valor de cada línea se utilizarán 2 números que representan miles de metros.

Para determinar cada cuadrado se lo hará con cuatro números separados por un guión, los dos primeros indican el valor de la línea vertical y los otros dos el de la línea horizontal que pasan por el vértice inferior izquierdo del recuadro.

También se agregarán en la carta sobre la primera línea vertical izquierda y horizontal inferior otros dos números que indican para las x los millones y miles de metros desde el Polo Sur y para las y la faja y cientos de miles de metros respecto al Meridiano Central.

Estas cuadrículas extendidas sobre la carta y construidas en la forma indicada constituyen una escala gráfica que permi-



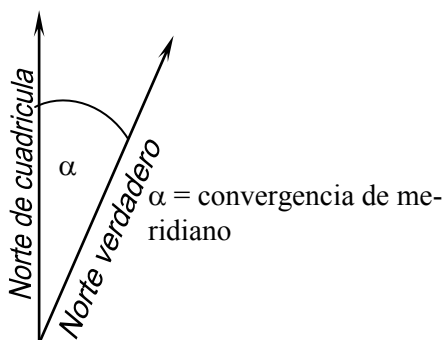
ten la determinación de cualquier distancia sobre la carta, siendo esta una de las principales funciones que cumplen.

Otra función importante es que las coordenadas Gauss Krüger que se calculan para un punto en una carta a escala 1:25.000 no difieren de las calculadas en otras a escalas 1:100.000, 1: 250.000, 1: 500.000.

La red de cuadrícula constituye en su conjunto una enorme escala gráfica de cuadrados de 4cm x 4cm, que tiene el cero en el Polo Sur y que se coloca simétricamente sobre cada meridiano central de la faja, esto trae como consecuencia que los puntos esquineros de una carta no coinciden con las líneas de la cuadrícula, salvo que se trate de la primer carta adosada al meridiano central de la faja.

### Norte de Cuadrícula

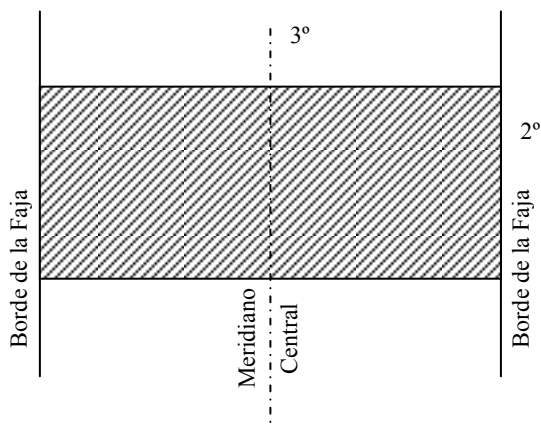
Se llama Norte de Cuadrícula a la dirección de las líneas verticales que son paralelas al meridiano central de la faja, esta coincidencia no se da casi nunca en la carta debido a la convergencia de meridianos y por lo tanto se indica al costado de la carta el valor angular de esta variación.



## CARTAS

La Proyección Geodésica de Gauss Krüger es transferida al plano por medio de gráficos que reciben el nombre de Cartas.

Estas permiten representar al país en forma ordenada en distintas escalas que toman como base a la carta de 1: 500.000 que es la mayor y abarca una superficie de 3° de longitud y 2° de latitud, es decir que toma todo el ancho de una faja.



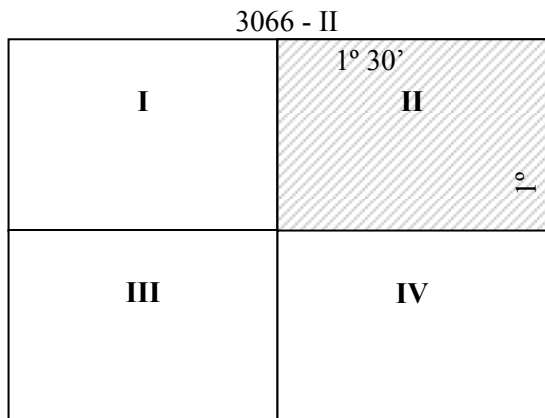
En el gráfico vemos la ubicación de esta carta en la faja, cubriendo todo su ancho.

Esta hoja lleva una característica que esta compuesta por 4 números, los dos primeros definen el valor de la latitud del paralelo que pasa por el centro de la hoja, los otros 2 indican la longitud correspondiente a dicho centro, por lo tanto si nos referimos a una carta 1: 500.000 cuyo número es 3066 significa que el centro de la carta tiene una latitud de 30° y una longitud = 66°. Para cubrir todo el territorio de la Nación Argentina son necesarias 79 cartas de esta escala.

Luego se van clasificando las escalas menores las que llevan como número inicial de su característica el 3066 indicando que son parte de esa carta base.

**Carta a Escala 1:250.000**

Estas cartas comprenden ¼ de la superficie de la 1:500.000 y se las define con números romanos del I al IV.



Carta Escala 1:500.000

Cubren un área de 1° 30' de longitud y 1° de latitud y su característica estará formada por la de la carta base y a continuación un guión y el número romano que le corresponde de acuerdo al orden que ocupa dentro de aquella.

Para nuestro ejemplo sería 3066-II, ya que se trata de la segunda. Para todo el territorio Nacional son necesarias 247 hojas en esta escala.

**Carta a Escala 1:100.000**

Cubren una superficie de 30' de longitud por 20' de latitud y para cubrir la carta base se necesitan 36 de estas.

3066 - 27

1	2	3	4	5	6
7	8	9	10	11	12
13	14	15	16	17	18

19	20	21	22	23	24
25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36

La numeración se realiza en el sentido de la escritura corriente de izquierda a derecha y por filas en sentido ascendente.

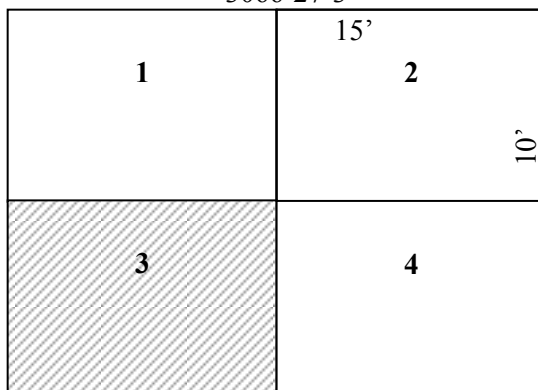
Su característica será compuesta por el número de la carta base y luego de un guión el número que le corresponde dentro de la misma.

Por ejemplo 3066-27. Son necesarias 1902 para cubrir todo el territorio de la Nación.

**Carta escala 1: 50.000**

Cubre una superficie definida por 15' de longitud y 10' de latitud y constituye la cuarta parte de una carta 1: 100.000, se la numera de 1 a 4 en el sentido de la escritura normal.

3066-27-3

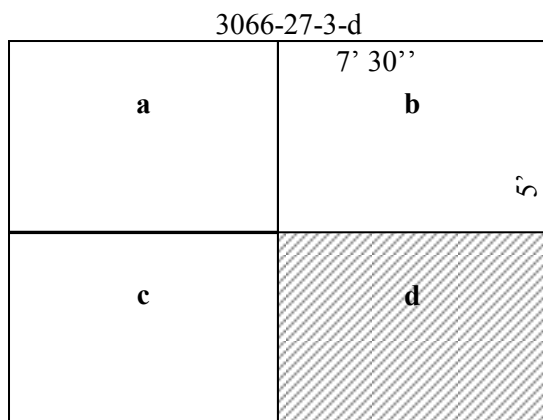


Carta Escala 1: 100.000

Su característica está compuesta por la de la de 1:100.000 que la contiene y después de un guión el número que le corresponde según su ubicación. Ejemplo 3066-27-3, para todo el territorio Nacional se necesitan 7.255 cartas.

### Carta a Escala 1: 25.000

La superficie esta definida por 7' 30'' de longitud y por 5' en latitud y constituye la cuarta parte de una de 1: 50.000 y se las define por las letras a, b, c y d.



**Carta Escala 1: 50.000**

Su característica está compuesta por la de la carta 1: 50.000 que integra y a continuación separada por un guión la letra del lugar que ocupa. Ejemplo: 3066-27-3-d, se necesitan 21.600 para todo el territorio Nacional.

En el siguiente cuadro hacemos un resumen de las cartas según su escala.

Escalas	Longitud	Latitud	Cant. en una de 1: 500.000	Numeración
1:500.000	3°	2°	1	----
1:250.000	1° 30'	1°	4	I al IV
1:100.000	30'	20'	36	1 al 36
1:50.000	15'	10'	144	1 al 4
1:25.000	7'30''	5'	576	a-b-c-d

A partir de estas cartas se confeccionan otras de escalas más chicas cuando el nivel de detalle del gráfico así lo requiere, de esta manera se hacen trabajos a escalas 1: 20.000; 1: 15.000, 1:10.000 en general

estas son efectuadas por empresas privadas y su contenido es variable de acuerdo con el fin propuesto.

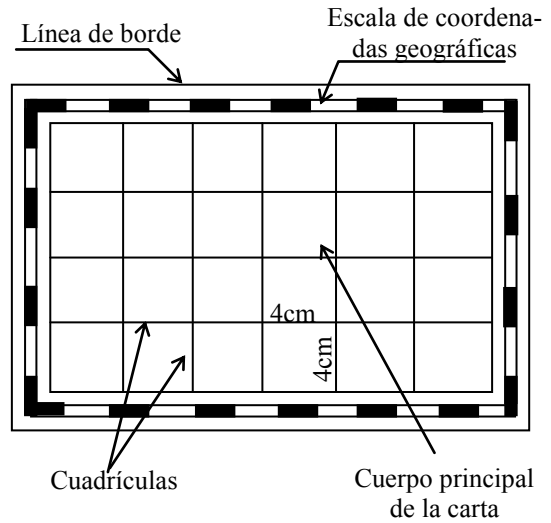
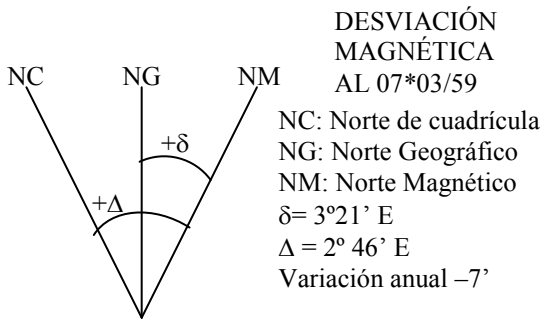
## CONTENIDOS DE LAS CARTAS

La carta esta dibujada sobre una hoja de papel algo grueso de 100 a 120 grs/m<sup>2</sup>, trataremos de hacer un detalle del contenido de las mismas, para los ejemplos se proporcionan los datos de una carta a escala 1: 100.000.

- 1) Nombre: En la parte superior lleva la denominación que generalmente se refiere al nombre de la localidad o paraje que cubre.
- 2) Característica: Según hemos visto lleva la característica en la parte superior. Por Ej.: Hoja 2757-36
- 3) Situación de la hoja: Se trata de un gráfico en el que se indica la ubicación de la hoja respecto de las vecinas, esto permite conocer que hoja debemos consultar si deseamos tener datos que escapen a la nuestra, en el se incluye la característica y el nombre de las hojas, en el centro se ubica la carta que estamos consultando.

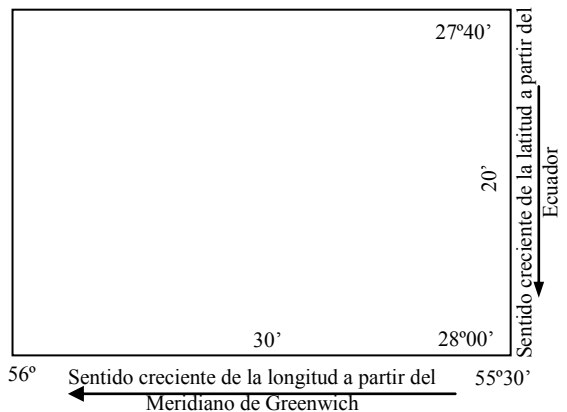
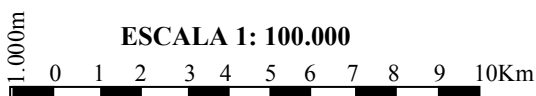
2757-29 EA.SAN BORJITA	2757-30 POSADAS	2757-25
2757-35 PASO CAA CARAI	2757-36 APOSTO- LES	2754-31
2757-5 GDOR .VIRASORO	2757-6 GARRU- CHOS	2954-1

4) **Convergencia y Declinación Magnética:** En un gráfico colocado al margen del cuerpo principal de la carta se indican los valores angulares de la convergencia de meridianos y el valor de la declinación magnética referido al norte geográfico, ambos tomados para el centro de la hoja, indicándose para que fecha se hizo la determinación magnética dato importante pues sabemos que la declinación varía regularmente.



8) **Gráfico principal:** Es el dibujo de la carta con todos sus detalles. Este se encuentra recuadrado por una línea gruesa e inmediatamente dentro se encuentra la escala para la determinación de la latitud y longitud (Coordenadas geográficas).

5) **Escala:** En la parte inferior se indica la escala en que esta dibujada la carta en sus 2 expresiones, escala analítica y gráfica.



6) **Equidistancia:** Debajo de la escala se encuentra el dato referido a la equidistancia entre las curvas de nivel.

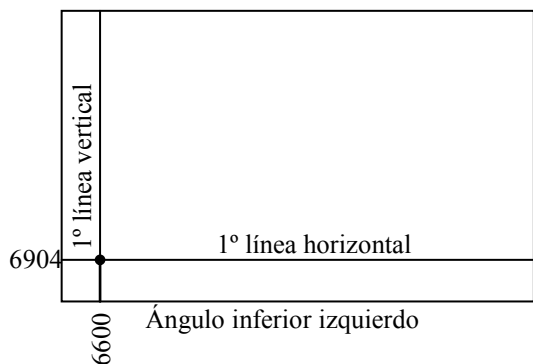
7) **Signos cartográficos:** En la parte inferior de la hoja se encuentra un detalle de los signos cartográficos que se han utilizado en la carta y las abreviaturas mas frecuentes.

9) **Coordenadas de Vértices:** En cada esquina del dibujo principal lleva indicados los valores de las coordenadas geográficas para una escala 1: 100.000 que cubre  $30'$  en longitud y  $20'$  de latitud tendremos indicados estas diferencias, estos datos nos permitirán con la ayuda de la escala de coordenadas geográficas determinar sus valores para cualquier punto ubicado dentro del gráfico, más



adelante veremos el procedimiento en el título “Determinaciones sobre cartas”.

- 10) Coordenadas planas de gauss Krüger: estas se encuentran ubicadas en los bordes del dibujo en cada línea de la cuadrícula, ya hemos visto que la primera línea vertical y la primera horizontal que concurren al ángulo inferior izquierdo llevan estos datos, las demás solo indican la variación que experimenta en cada línea de cuadrícula.

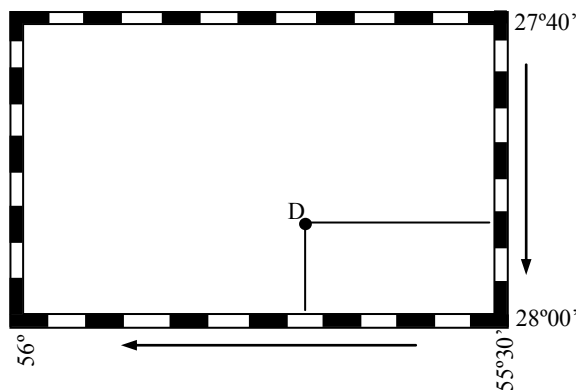


Veamos que indica el N° 6904 de la primera línea horizontal. Es simplemente la distancia que existe desde el punto hasta el polo sur expresada en metros, el 6 indica los millones y 904 las centenas de miles. Las líneas que le siguen sólo indican la decena es decir que llevan solo dos cifras para nuestro caso 08, 10, 12, etc. El 69 se mantiene para toda la carta salvo que en ella se cambie de centena de miles.

La primer línea vertical lleva el N° 6600 como se trata de coordenadas de Gauss Krüger, el primer número indica la faja en que se encuentra la línea y los otros tres las centenas de miles de metros a que se encuentra del meridiano central de la faja. Ya sabemos que a ese meridiano se le asigna un valor de 500.000 y el sentido es creciente de oeste a este en el gráfico de izquierda a derecha, para nuestro ejemplo  $600.000\text{m} - 500.000\text{m} = 100.000\text{m}$  por lo

tanto esta ubicado a 100.000m al este del meridiano. Las demás líneas verticales llevan un número de dos cifras indicando la variación de las decenas de miles de metros por ejemplo 04, 08, 12, etc., ya sabemos que para 1: 100.000 la cuadrícula de 4 cm representa 4.000m.

**Determinaciones sobre cartas**



- a) Cálculo de Coordenadas Geográficas.

Sabemos que los valores angulares de latitud y longitud de los 4 vértices de la carta se encuentran indicados en ellos, a partir de allí podremos calcular los que correspondan a cualquier punto ubicado dentro de la misma.

1) Procedemos a trazar desde el punto D líneas perpendiculares a los bordes de la hoja hasta interceptar la escala de coordenadas geográficas.

2) Vemos que la escala de latitud (vertical) comienza en el vértice de 27° 40' y termina en el de 28°, es decir cubre 20' en el total de la hoja.

Calculamos la apreciación de la escala es decir cuantos metros corresponden por cada división de ella haciendo  $\frac{20'}{x}$ , siendo x

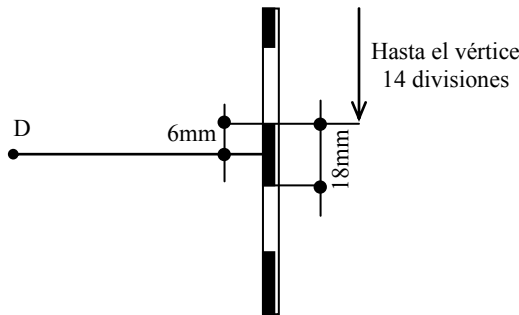
el N° de divisiones, suponemos para nuestro ejemplo que  $x = 20$  por lo tanto  $A=1'$  con este dato determinamos la primer lectura contando a partir del vértice superior cuántas divisiones hay hasta encontrar la

proyección del punto D, suponemos 14 por lo tanto  $14 \times 1' = 14'$ .

A esto le debemos adicionar la fracción que corresponde, si la división mide 18 mm, y la fracción es de 6mm tendremos que plantear:

$$18\text{mm} \frac{60''}{6\text{mm} \times 60''} \text{ para } 6\text{mm} \text{ corresponden } \frac{6\text{mm} \times 60''}{18\text{mm}} = 20'' \text{ que se deben}$$

sumar a los  $14'$  ya obtenidos teniendo un valor de  $14'20''$ . Esto quiere decir que desde el vértice superior y hasta encontrar el punto D se avanzó  $14'20''$  por lo tanto el valor de latitud que le corresponde será  $27^{\circ}40' + 14'20'' = 27^{\circ}54'20''$ .



3) Para calcular el valor de la longitud del punto D se procede de la misma manera repitiendo todos los pasos indicados para la latitud.

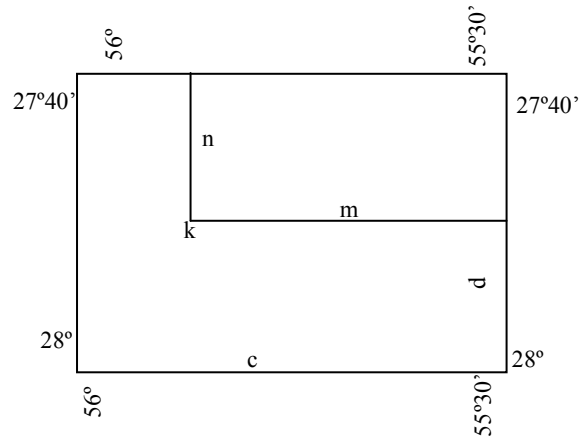
### SIGNOS CARTOGRÁFICOS

Son elementos de la carta que constituyen gráficos que en sí mismos representan todos los accidentes naturales o artificiales sobre el terreno y que merecen ser expresados en el dibujo, así indican plantaciones, ríos, arroyos, caminos, alambrados, etc.

El conjunto de signos es de alrededor de 250 y prevén casi todos los casos posibles.

### Cálculos sobre Cartas que no Incluyen la Escala de Coordenadas geográficas

Existen cartas que no incluyen la escala de coordenadas pero si indican el valor de las coordenadas geográficas de los vértices, en este caso si se desea saber las que corresponden a un punto K cualquiera se debe proceder a determinarlo por medio de la aplicación de la regla de tres simple.



Tomamos las medidas en milímetros de c, d, m y n y suponemos sus valores:  
 $c = 494 \quad d = 370 \quad m = 247 \quad n = 203,5$

Calculamos la longitud geográfica de K.

$$\frac{494\text{mm}}{243\text{mm}} \frac{30'}{x}$$

$$x = \frac{247\text{mm} \times 30'}{494\text{mm}} = 15'$$



O sea que la variación para la distancia m es de 15' por lo tanto para el punto K será: 55° 30' (Coordenada del vértice) + 15' (Variación para una distancia m). total = 55° 45'

Calculo de la latitud geográfica de K.

$$\begin{array}{r} 370\text{mm} \quad \text{_____} \quad 20' \\ 203,5\text{mm} \quad \text{_____} \quad x \end{array}$$

$$x = \frac{203,5\text{mm} \times 20'}{370\text{mm}} = 11' \text{ por lo tanto para}$$

la distancia n varía 11' y la latitud del punto K será 27°40' (Coordenada del vértice) + 11' (Variación para n) total 27°51'.

Resumiendo las coordenadas geográficas del punto K son:

Longitud = 55° 45'

Latitud = 27° 51'

### DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE COORDENADAS DE GAUSS KRÜGER.

Sabemos que en estas coordenadas el valor de X es la distancia existente desde el punto considerado hasta el polo sur dada en metros. El valor Y es el que nos indica el número de faja en que se encuentra y el apartamento del meridiano central.

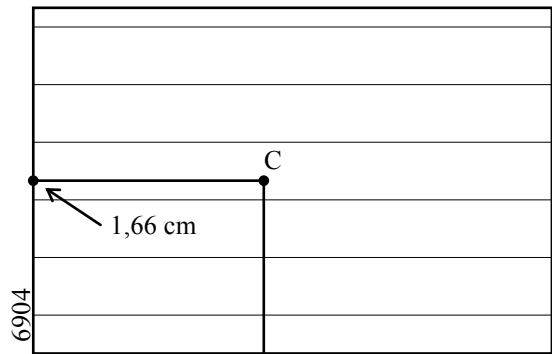
#### Cálculo del valor de X

Nos planteamos un Ejemplo

Proyectamos el punto C sobre los bordes del gráfico. En este caso nos guiaremos por la cuadrícula de 4cm x 4cm dibujados en la carta.

Observamos que en la primera línea inferior de la cuadrícula tiene un número de 4 cifras. La primera indica los millones, y la siguiente los cientos, decenas y unida-

des de miles de metros a que se encuentra esa línea del polo sur, para nuestro ejemplo 6904 que indica 6.904.000 metros. Sabemos que la escala de la carta es 1: 100.000 por lo tanto cada línea de la cuadrícula está a 4.000 m de la otra. Contamos cuantas cuadrículas enteras se encuentran hasta encontrar la proyección del punto C, en nuestro caso son 2 por lo tanto 2 x 4.000m = 8.000m.

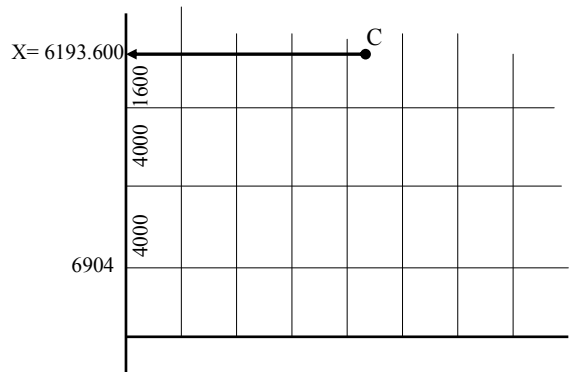


Nos falta calcular ahora la fracción que suponemos es de 1,66cm y hacemos:

$$\begin{array}{r} \text{Para } 4\text{cm} \quad \text{_____} \quad 4.000\text{m} \\ \text{Para } 1,6\text{cm} \quad \text{_____} \quad x \end{array}$$

$$x = \frac{1,6\text{cm} \times 4.000\text{m}}{4\text{cm}} = 1.600\text{m} \text{ Por lo tanto } x \text{ será igual a la siguiente sumatoria:}$$

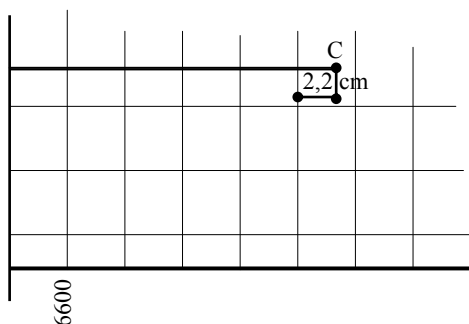
$$x = 6.904.000\text{m} + 8.000\text{m} + 1.600\text{m} = 6.913.600\text{m}$$



### Calculo del valor de Y

El número que define Y es siempre de 7 cifras, la primera indica el número de faja y las otras la distancia al meridiano central.

Estos datos están colocados en la carta sobre la primera línea vertical izquierda de la cuadrícula, para nuestro caso 6.600.



Interpretemos que indica este número: el 6 inicial determina que es a faja N° 6, es decir la que tiene su meridiano central en 57° de longitud, y 600 está expresado en miles de metros, o sea 600.000m como sabemos al meridiano central se le asigna el valor arbitrario de 500.000 y el sentido creciente es de Oeste a Este por lo tanto nos está indicando que se encuentra a 100.000m al este del meridiano central, veamos ahora que tanto mas al este se encuentra el punto C. para ello contamos las cuadrículas enteras que hay entre el punto y la línea del 6.600, en este caso son 4 que multiplicando por 4.000m = 16.000m.

Ahora debemos calcular la fracción de 2,2cm, tendremos entonces:

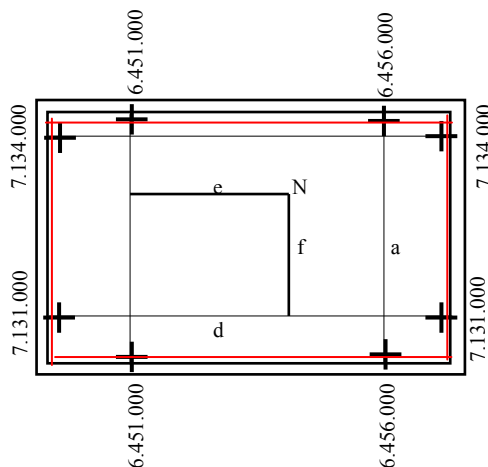
$$\frac{4\text{cm}}{2,2\text{cm}} = \frac{4.000\text{m}}{x}$$

$$x = \frac{2,2\text{cm} \times 4.000\text{m}}{4\text{cm}} = 2.200\text{m}$$

Por lo tanto la Y para el punto C será:  $y_c = 6.600.000\text{m} + 16.000\text{m} + 2.200\text{m} = 6.618.200\text{m}$ .

### Variantes para cartas sin Cuadrículas

Existen en el mercado cartas generalmente a escalas grandes de 1: 5.000 a 1: 20.000 que son resultados de relevamientos realizados por aerofotos, que son muy útiles por que son de uso específica, ya sea en curvas de nivel, mapas de suelos, red hídrica etc. En estas cartas no se incluye la red de cuadrícula, pero marginalmente se colocan las coordenadas planas de Gauss Krüger.



Ejemplo para una carta escala 1:10.000. Se trata de calcular las coordenadas G.K. para el punto N.

- 1) Se deben unir con líneas finas las marcas de las coordenadas G.K opuestas y del mismo valor.
- 2) Se toman las distancias en milímetros de los tramos e, f, d, y a.

$d = 503\text{mm}$     $f = 271\text{mm}$   
 $a = 302\text{mm}$     $e = 426\text{mm}$

3) Con estos datos calcularemos lo que corresponde a N por medio de un planteo de regla de tres simple.

**Calculo de y**

Desde 6.451.000 a 6.456.000 hay 5.000 m es decir que en la distancia d varía esa medida, veremos lo que corresponde para el valor e.

$$d \frac{5.000\text{m}}{e} = x$$

$$y_1 = \frac{e \times 5.000\text{m}}{d}; \quad \text{reemplazando}$$

$$y_1 = \frac{426\text{mm} \times 5.000\text{m}}{503\text{mm}} = 4.235\text{m}; \text{ por lo}$$

Tanto el y total será la suma de 6.451.000 + 4.235 = 6.455.235m.

**Calculo de x**

También vamos a calcular x por medio de una interpolación desde 7.134.000 hasta 7.131.000 hay 3.000m para el valor a = 302mm veremos cuanto corresponde para el valor de f = 271mm.

$$\frac{302\text{mm}}{271\text{mm}} = \frac{3.000\text{m}}{x}$$

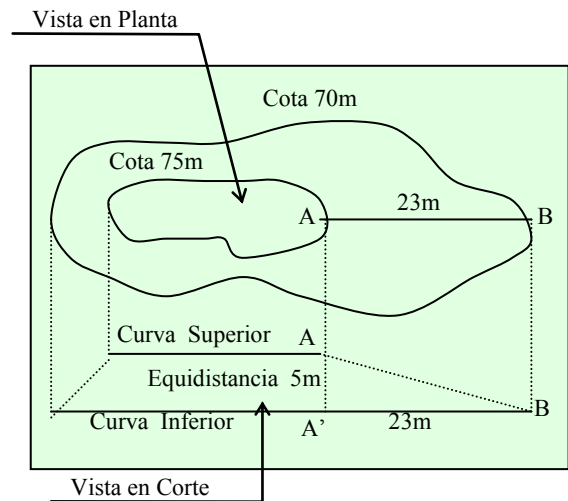
$$x_1 = \frac{271\text{mm} \times 3.000\text{m}}{302\text{mm}} = 2.692\text{m}; \text{ para}$$

obtener el x total sumamos 7.131.000m + 2.692m = 7.133.692m del cálculo realizado tenemos que la coordenada G.K. del punto N son y = 6.455.235m ; x = 7.133.692m.

**Marcación de una Línea de Igual Pendiente**

Cuando se desea determinar la trayectoria de una línea que tenga igual pendiente en todo su recorrido se deben utilizar las curvas de nivel dibujadas sobre la carta. Debemos recordar que la equidistancia es la diferencia de altura existente entre las curvas de nivel.

Una línea recta que une dos curvas tendrá una pendiente que dependerá de la distancia entre curvas y de la equidistancia. Veamos un ejemplo.



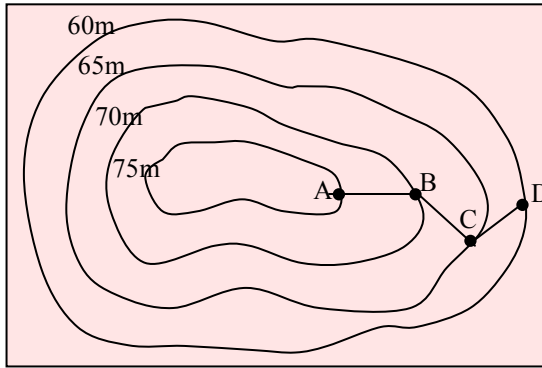
Se trata de calcular una pendiente existente entre los puntos A-B de la carta, tenemos los valores de la equidistancia = 5m y la distancia entre AB la que multiplicada por la escala nos da 23m por lo tanto

$$\text{Pte. AB} = \frac{5\text{m}}{23\text{m}} \cdot 100 = 21,74\%. \text{ Nuestro}$$

caso considera que tenemos que seguir marcando sobre la carta esta línea conservando la misma pendiente. Debemos determinar su trayectoria entre curva y curva marcando puntos que mantengan la distancia de 23 m entre sí.

El procedimiento consiste en tomar con un compás la distancia AB y con esta

abertura apoyar en B y cortar sobre la curva inferior definiendo el punto C, luego se apoya en C y se corta la curva que sigue marcando D y así sucesivamente.



De este modo la línea quebrada que va desde A hasta D tiene la característica de tener la misma pendiente en toda su longitud.

### Calculo de Agrandamiento por Proyección

El sistema proyectivo de Gauss - Krüger sectoriza las áreas a fajas de 3° de ancho, es decir que a partir del meridiano de contacto (central) se abarca 1° 30' a ambos lados. Entonces una línea trazada siguiendo un paralelo sobre el planeta al ser proyectada se agranda o alarga en función directa a cuanto más se separe del meridiano central.

Ya hemos visto que el agrandamiento  $A = \frac{Y^2}{2xR^2}$  siendo Y la ordenada media de la línea; R el radio de la tierra correspondiente a ese lugar.

El módulo de agrandamiento entonces será  $m = 1 + \frac{y^2}{2R^2}$  por lo tanto la medida en la carta L de la línea considerada será igual

al producto de la medida de la línea tomada sobre el geoide multiplicada por este módulo.

Veamos un ejemplo.

Datos:

Longitud de la línea a proyectar A-B = 96Km

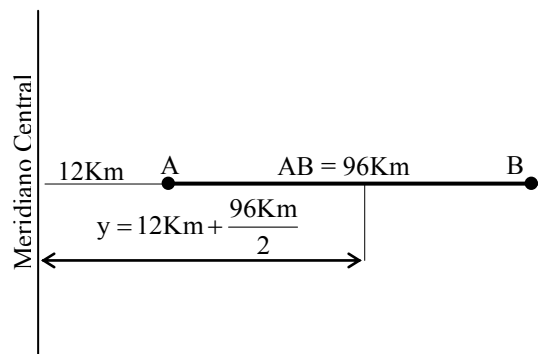
Distancia desde A al meridiano central = 12Km.

Radio terrestre R= 6.370 Km.

Calculamos el módulo de agrandamiento m para el punto medio de la línea, sabemos que:

$$Y = 12Km + \frac{96Km}{2} = 60Km.$$

$$m = 1 + \frac{y^2}{2R^2} \therefore m = 1 + \frac{(60Km)^2}{2 \cdot (6.370Km)^2} = 1,00004436$$



la medida de la línea con el agrandamiento una vez proyectada será  $L = AB \times m$  reemplazando tenemos:

$$L = 96Km \times 1,00004436 = 96,0042Km$$

En este ejemplo vemos que el agrandamiento para una línea de 96 Km. en las condiciones dadas es de solo 4,2m, lo que significa que este valor no puede ser repre-

sentado en las cartas de escala 1: 25.000 o mayores por ser demasiado pequeño porque es menor al límite de percepción visual o sea 0,2 mm (Ver Capitulo 1 Topografía Pág. 53).

Esto ocurre siempre hasta un apartamiento máximo de 1° 30' o sea el semiancho de la faja.

### Corrección de Superficies Calculadas en base a Coordenadas planas de Gauss-Kruger

Hemos visto que al representar gráficamente una figura en un plano teniendo como datos las coordenadas G.K. de sus vértices, no se produce una deformación angular de importancia, por esta razón a esas coordenadas se les dio el nombre de "conformes", porque mantienen casi sin modificación las medidas de sus ángulos.

Esto no ocurre cuando se trata de analizar las líneas, están sufren una variación en más que se denomina agrandamiento por proyección. Este agrandamiento está dado por la fórmula:

$$A = \frac{y^2}{2R^2}$$

Donde Y significa el valor de la ordenada media de la línea o sea la distancia media al Paralelo central de la faja, y R es el Radio de Curvatura de la tierra correspondiente al lugar.

De la propiedad de conformidad de la proyección se deduce que la deformación lineal de un lado del polígono, no depende de su posición angular o rumbo, sino de la distancia de su punto medio al meridiano central.

Y/Km.	$A = \frac{y^2}{2R^2}$ Mm.	Factor de Alargamiento 1+A Km.
10	1,2	1,0000012
20	4,9	1,0000049
30	11,1	1,0000111
40	19,7	1,0000197
50	30,8	1,0000308
60	44,3	1,0000443
70	60,3	1,0000603
80	78,8	1,0000788
90	99,7	1,0000997

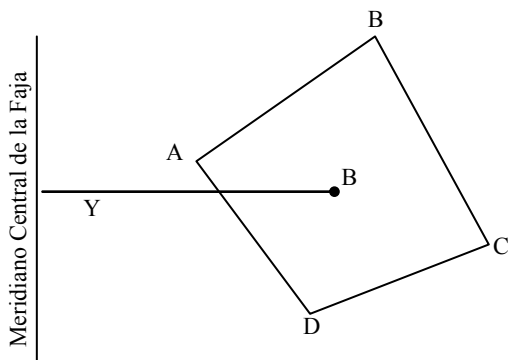
Veamos el ejemplo de una línea de 39 Km. de largo a la que le asignamos distintos valores de y.

Y Km.	Long. de la línea sobre el Geoide	Longitud de la línea en Pro- yección G.K (1+A)x (Long. De la Línea)	Cm de Variación o Alar- gamiento Total
10	39 Km	39,0000468	4,68
20	39 Km	39,0000191	19,10
30	39 Km	39,000433	43,30
40	39 Km	39,000768	76,80
50	39 Km	39,001201	120,10
60	39 Km	39,001727	172,70
70	39 Km	39,002351	235,10
80	39 Km	39,003073	307,30
90	39 Km	39,003888	388,80

Del cuadro anterior observamos que a medida que nos alejamos del meridiano, o sea que Y se va agrandando se amplía el agrandamiento de la línea que de 4,68 cm para y= 10 Km. pasa en forma progresiva a 388,8 cm para Y= 90Km.

Esto nos demuestra que para cálculos de superficies hechos por G.K. se deben introducir correcciones por agrandamiento en función directa al valor de Y del baricentro de la figura calculada.





**DATOS** A, B, C, D = Vértices determinados por G.K.

B= Baricentro de la figura

Y= Ordenada del baricentro

La corrección es siempre **negativa**, lo que da como resultado que se achique la superficie calculada ajustándola al valor correspondiente de su situación real sobre el geoide.

Esta corrección viene dada por la fórmula  $C = -2A$ . Siendo A el agrandamiento para el lugar y S la superficie calculada, reemplazando A por su valor tenemos:

$$C = -\frac{2y^2}{2R^2} \cdot S = -\frac{y^2}{R^2} \cdot S$$

Los valores de corrección por hectárea de superficie se agregan en la siguiente tabla, en la que se consigna el valor de -C correspondiente a distintos valores de Y el que debe ser aplicado a cada hectárea de la superficie calculada.

Y Km.	-C m <sup>2</sup> /Ha	Y Km.	-C m <sup>2</sup> /Ha
10	-0,05	90	-1,99
20	-0,10	100	-2,46
30	-0,22	110	-2,98
40	-0,39	120	-3,54

50	-0,62	130	-4,16
60	-0,88	140	-4,83
70	-1,20	150	-5,54
80	-1,57	160	-6,30

Se debe tener en cuenta que la deformación es igual en puntos simétricos ubicados a ambos lados del meridiano central de la faja, por lo tanto los valores dados sirven igual para superficies ubicadas al este o al oeste del mismo.

Veamos un ejemplo práctico del cálculo de una superficie y su corrección.

Suponemos que hemos calculado con coordenadas planas G.K. la superficie de un campo cuyo Baricentro se encuentra ubicado a 110 Km. de distancia al Oeste del meridiano central de la faja.

La superficie calculada es de 1.738 Has 14 As 26 Cas, la tabla nos da como corrección para el valor Y  $C = -2,98 \text{ m}^2/\text{Ha}$ , es decir que para obtener el valor de la corrección total debemos hacer:

$$1.738,1426 \text{ Has} \times (-2,98 \text{ m}^2/\text{Ha}) = -5179,65 \text{ m}^2$$

Analicemos entonces como nos queda el valor final:

Superficie Calculada por coordenadas G.K = 1.738,1426 Has

Corrección C debida a la proyección = - 0,5179Has

Superficie Real = 1.737,6247 Has.

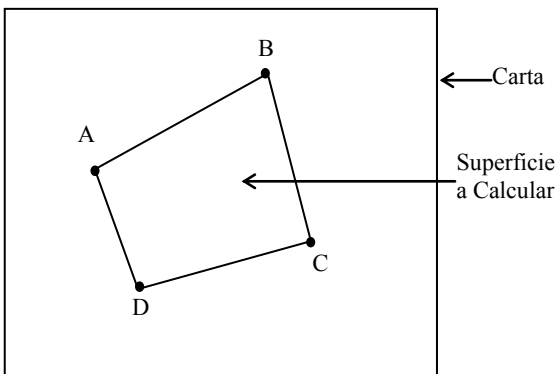
En este ejemplo vemos la magnitud de la incidencia de la corrección por proyección, que es bastante pequeña ya que en nuestro caso resulta algo más de media Hectárea por un total medido de 1.738 Has que resulta ser del 0,03%.

Esto nos ayuda a decidir si para los requerimientos de nuestro cálculo es o no necesario efectuar esta corrección.

## CALCULO GRAFICO DE SUPERFICIES SOBRE CARTAS

En algunos casos en que no es necesaria mucha exactitud en el cálculo ya que se trata de tener una medida aproximada de la superficie de un polígono se puede obtener este valor trabajando sobre una carta.

Lo primero que se hace es marcar sobre la carta los puntos de los vértices del terreno a calcular y unirlos por líneas para definir el polígono.



Así planteada la situación el área se puede calcular por tres métodos.

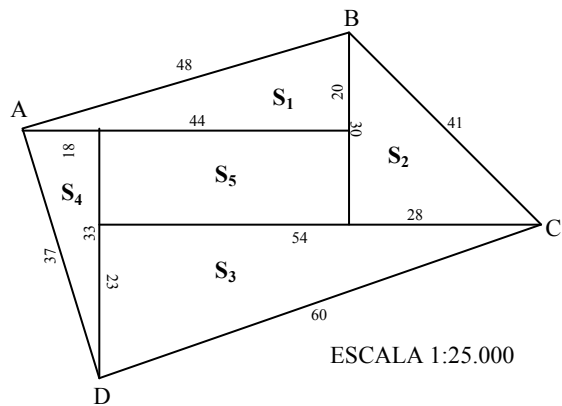
- a) Con el uso de planímetro, b) Por descomposición en figuras geométricas, c) Con cuadrícula milimétrica.

### a) Con Planímetro:

Ya hemos visto el uso de planímetro en el capítulo 1 Topografía Pág. 105. Determinamos la constante que corresponde para la escala de nuestra carta y procedemos a planimetrar la figura, si esta fuera demasiada grande, que no se pueda cubrir en una sola pasada, se la divide en 2 o mas figuras midiéndolas en forma individual para sumarlas luego.

### b) Por descomposición en figuras geométricas:

La forma de cálculo consiste en dividir el polígono en figuras geométricas de acuerdo a lo visto en el (Capítulo 1 Topografía Pág. 103) y proceder a sumar las superficies de cada uno de ellos. Se debe tener especial atención a la escala en que esta dibujada la carta.



Se toman cuidadosamente las medidas de los lados de todas las figuras, en el ejemplo se indican todas en milímetros.

Antes de proceder al cálculo debemos transformar las medidas tomadas en milímetros sobre la carta pasándolas a metros, de este modo el resultado nos dará en metros cuadrados.

En S<sub>1</sub> tenemos un triángulo rectángulo cuyas medidas en metros serán:

$$\frac{44 \cancel{\text{mm}} \times 25.000 \cancel{\text{mm}}}{1000 \cancel{\text{mm}} / \text{m}} = 1.100 \text{ m}$$

$$\frac{20 \cancel{\text{mm}} \times 25.000 \cancel{\text{mm}}}{1000 \cancel{\text{mm}} / \text{m}} = 500 \text{ m}$$

Superficie de:

$$S_1 = \frac{b \times h}{2} = \frac{1.100\text{m} \times 500\text{m}}{2} = 275.000\text{m}^2$$

Si se quiere la superficie en hectáreas se pasa de  $m^2$  a Has, haciendo  $275.000m^2 \div 10.000 m^2$  ya que una hectárea tiene  $10.000 m^2$  y así resultarán 27,50 Has.

De esta manera se calculan las otras cuatro figuras y el resultado final será igual a la sumatoria de todas ellas.

$$STOTAL = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5$$

**a) Con cuadrícula milimetrada.**

Una forma práctica y rápida de calcular la superficie de una figura que hemos definido sobre una carta, es la de utilizar papel milimetrado ya sea en hojas opacas o transparentes.

El cálculo esencialmente consiste en contar cuantos milímetros cuadrados entran en la figura y luego multiplicarlos por la escala de la carta.

Una vez que tenemos definida sobre la carta la figura de la cuál deseamos saber su superficie, lo primero que hacemos es transportar esta sobre el papel milimetrado, poniendo especial cuidado de que sea lo más idéntica posible, para esta operación el milimetrado transparente facilita la operación ya que se calca directamente.

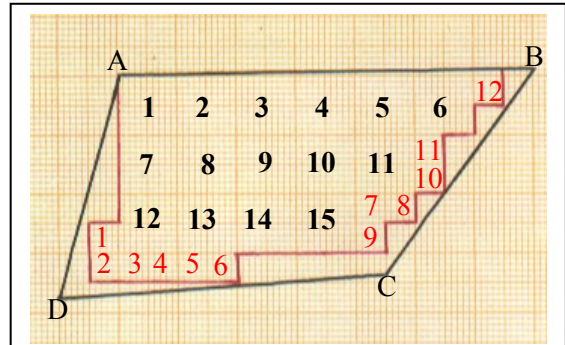
Una vez dibujado sobre el papel procedemos a efectuar el conteo de los milímetros.

Calculemos el ejemplo de la figura.

Primero veremos cuantos centímetros cuadrados tenemos aprovechando que estos están resaltados con líneas más gruesas, al contar cada centímetro conviene numerarlo en forma correlativa desde 1 en adelante, esto permite saber cuantos son y elimina la posibilidad de contar dos veces al mismo.

Sabemos que  $1cm^2$  tiene  $100mm^2$ , por lo tanto si tenemos  $15cm^2$  corresponden a  $1500mm^2$  (a).

Luego recorremos el interior de la figura contando los cuartos enteros de  $cm^2$  también remarcándolos para no repetirlos, cada cuarto de  $cm^2$  tiene  $25mm^2$  por lo tanto si suponemos que contamos 12 multiplicado por 25, serán  $12 \times 25mm^2 = 300mm^2$  (b).



Ahora procedemos a contar los remanentes, lo que haremos milímetro a milímetro, sumándolos cuidadosamente, y tomando los  $\frac{1}{2}$  milímetros que correspondan. Así tenemos un valor que puede ser de  $320mm^2$ . (c).

En este momento estamos en condiciones de saber el total de los  $mm^2$ , haciendo la suma de (a) + (b) + (c) que para nuestro ejemplo será:

$$1500mm^2 + 300mm^2 + 320mm^2 = 2120mm^2$$

Tendremos que proceder a calcular de acuerdo a la escala de la carta que superficie de terreno corresponde a cada  $mm^2$ .

Supongamos que  $E = 1: 25.000$ , es decir que  $1mm$ :  $25.000mm$ , el pequeño cuadrado de  $1mm \times 1mm$  del plano corresponde a un cuadrado de terreno de  $25.000 mm \times 25.000 mm$ .

Por lo tanto será una superficie de  $625.000.000 mm^2$ .

Es más práctico efectuar el cálculo en metros cuadrados para evitar tener que utilizar números tan grandes, en nuestro caso lo transformamos a  $m^2$ . Haciendo el siguiente análisis:

$$1m^2 = 1.000mm \times 1.000mm = 1.000.000mm^2, \text{ por lo tanto:}$$

$$\frac{625.000.000mm^2}{1.000.000mm^2/m^2} = 625m^2$$

Resumiendo decimos que  $1mm^2$  de plano =  $625m^2$  de terreno, entonces tenemos que:

$$2.120mm^2 \times 625m^2/mm^2 = 1.325.000m^2$$

Se puede efectuar la transformación de este valor a medidas agrarias, recordemos entonces que:

$$1 \text{ Ha} = 10.000m^2$$

$$1 \text{ A} = 100m^2$$

$$1 \text{ Ca} = 1m^2$$

el resultado será = 132 Has 50 As 00 Cas

## MAPAS TEMATICOS

Las cartas temáticas constituyen una importante fuente de datos sobre áreas de las cuales es necesario disponer de una información específica.

La subdivisión más amplia es la que se efectúa entre las cartas topográficas y los mapas temáticos.

Las topográficas muestran varias características naturales o artificiales como

ser canales, ferrocarriles, pueblos, aeropuertos, forma y altura del terreno, etc.

Las temáticas pueden ser muy variadas ya que se refieren a tipografías especiales de una zona, ya sea geográfica de cualquier tipo o como característica de actividad escolar de un área, o zona predominante de un tipo de ganadería.

Usualmente se las denomina como mapas agregándole a continuación su contenido, así tenemos mapas forestales, geológicos, edafológicos, mineros, hidrológicos, etc.

En general estos mapas llevan indicadas las curvas de nivel del terreno que es un dato muy importante para facilitar la interpretación de las unidades cartográficas a que se refiere. Sobre todo en los de tipo técnico. También se indican las coordenadas geográficas de los vértices de la hoja, su numeración o característica, situación relativa, la escala, equidistancia de las curvas de nivel y el nombre de la hoja.

En la parte gráfica del mapa se encuentran definidas por áreas las de igual característica a que se refiere el mapa.

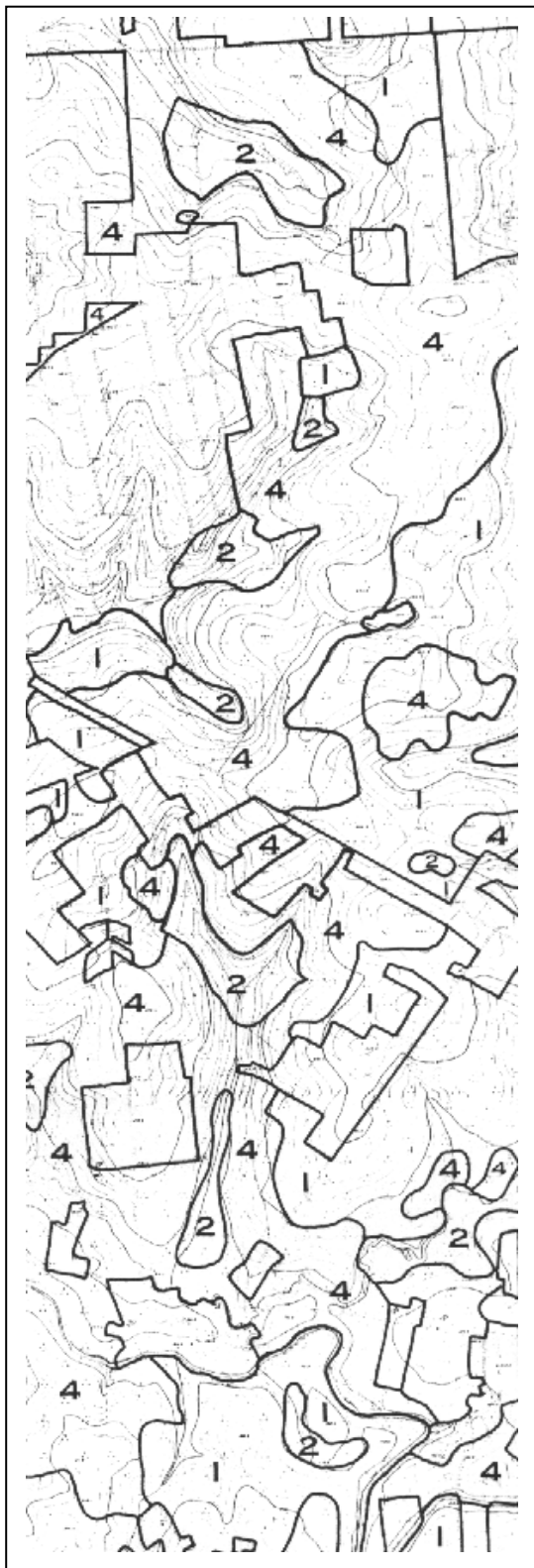
Veremos algunos de ellos:

### Mapas Forestales:

Es un mapa que indica por sectores los tipos de forestaciones nativas o implantadas con sus características.

En el gráfico siguiente vemos una parte de un mapa con sus divisiones y en las referencias el detalle de las unidades cartográficas.

## MAPA FORESTAL



## Referencias: Unidades Cartográficas.

- 1- Bosque de latifoliadas en proceso de regeneración natural, naturalmente pobre con capueras.
- 2- Formaciones arbóreas en áreas palustres.
- 3- Formaciones arbóreas en terrenos periódicamente inundables, bosques en galería.
- 4- Bosque alto, natural de latifoliadas.
- 5- Bosque mixto con Araucarias dominantes sobre plano de latifoliadas.
- 6- Formaciones arbóreas sobre altiplanos rocosos.
- 7- Áreas reforestadas con ejemplares adultos.

## Mapa Edafológico:

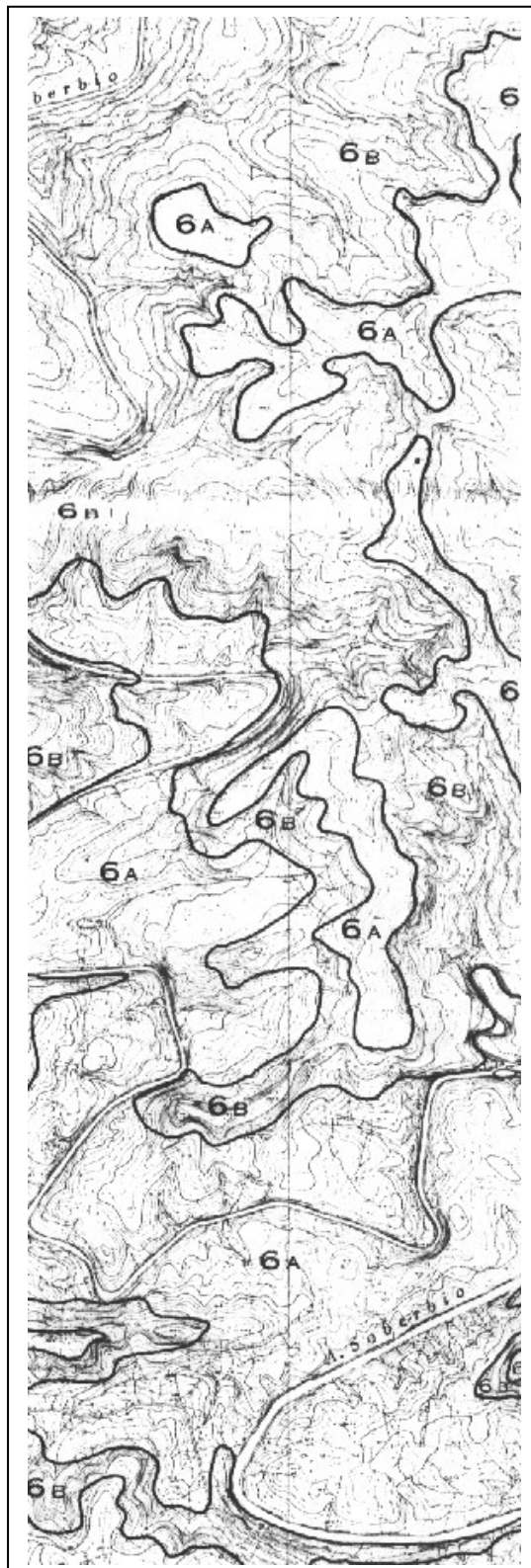
Este mapa contiene un estudio detallado por sectores homogéneos de la composición de los suelos, y su relieve.

## Referencias:

- 1- Suelos muy evolucionados, lixiviados, generalmente hidromórficos, profundos, fuertemente ácidos, de baja fertilidad, procedentes de depósitos fluviales del Río Paraná.
- 2- Suelos poco evolucionados, generalmente arenosos, bien drenados, profundos, ligeramente ácidos, de baja fertilidad, procedentes de depósitos fluviales del Río Uruguay.
- 3- Suelos variadamente evolucionados, generalmente hidromórficos, de medianamente profundos a profundos, ácidos, de baja fertilidad, derivados de depósitos aluviales de los arroyos principales. Están asociados a suelos hidromórficos, arcillosos de medianamente profundos a profundos, ligeramente ácidos, medianamente fértiles, procedentes del melafiro.
- 4- Suelos poco evolucionados, superficiales, de roca compacta, continua, a menudo aflorante, asociados a suelos hidromórficos, derivados del melafiro, evolucionados, arcillosos, medianamente profundos a profundos, ligeramente ácidos, medianamente fértiles, incluye a veces pequeñas superficies de la unidad 6.

- 5- Suelos jóvenes, poco evolucionados, medianamente profundos, fértiles, de melafiro alterado y fracturado, hasta una profundidad de 1 – 2 mts, íntimamente asociados a suelos rojos profundos de la unidad 9, no separable a escala usada.
- 6- Suelos jóvenes, poco evolucionados o evolucionados, derivado del melafiro alterado y fracturado hasta profundidad discreta (1-2 m.), permeables, ligeramente ácidos, fértiles. A veces están asociados a suelos hidromorficos derivados del melafiro, evolucionados, arcillosos, ligeramente ácidos, medianamente fértiles. Se distingue las siguientes fases:
  - 6A- Relieve plano o poco inclinado, escaso peligro de erosión, perfil más profundo.
  - 6B- Relieve fuertemente inclinado, fuerte peligro de erosión, perfil superficial.
- 7- Suelos hidromorficos, muy evolucionados, lixiviados, derivados de depósitos aluviones antiguos. Profundos, arcillosos, de baja fertilidad. Pueden estar asociados suelos derivados de aluviones más recientes de la unidad 3.
- 8- Suelos pardos muy evolucionados, lixiviados, profundos, ácidos, medianamente fértiles, de la zona de S. Antonio y B. de Irigoyen. Se encuentran asociados suelos de las unidades 9 y 6.
- 9- Suelos rojos profundos muy evolucionados, lixiviados, permeables, ácidos o ligeramente ácidos, medianamente fértiles derivados del melafiro. Incluye las fases erosionadas. pueden encontrarse asociadas pequeñas superficies de las unidades 3 y 6.
- 10- Suelos derivados de arenisca. Comprende suelos rojos profundos, muy evolucionados no lixiviados, arenosos, permeables, ácidos, de baja fertilidad, suelos superficiales derivados de su erosión y formas hidromorficas.
- 11- Suelos rojos muy evolucionados, no lixiviados, arenosos, profundos, de baja fertilidad, derivados de aluviones antiguos de arena y cantos rodados de la terraza alta del Río Paraná y suelos poco evolucionados, superficiales, de fertilidad muy baja, derivados de niveles de cantos rodados aflorantes.

## MAPA EDAFOLOGICO



## Mapa Geológico

Contiene la información referida a la constitución de las materias que componen el suelo, los cambios y alteraciones que van experimentando a lo largo del tiempo. Veamos en el gráfico a modo de ejemplo una parte de un mapa geológico con sus referencias.

### Referencias:

A Aluviones y sedimentos recientes.

Di Aluviones antiguos terrazados (Cuaternario).

La Lateritas (Tierra colorada).

$\beta_1 \mp \beta_{II}$  Unidades estratigráficas de rocas basálticas referidas al Jurásico generalmente separadas entre ellas por medio de zonas de escorias particularmente continuas, que influyen claramente el relieve topográfico. En algunos casos en estas zonas se observan lentes o capas de piro clásticos y mas raramente lentes o restos de arenisca continental. Las lavas presentan composición química y estructura petrográfica de tres tipos: Olivinbasaltos, Basaltos, Andesitas.

Ta Areniscas continentales en afloramiento extendido (Triásico superior).

▲▲ Afloramientos aislados y testigos de areniscas continentales similares a [Ta] (Jurásico).

∧∧ Niveles de tobas y escorias alternados a los basaltos (Jurásico).

— Límite de formación principal.

— Limite entre unidades de volcanitas.

- - - Límite reconocido morfológicamente en áreas cubiertas.

- - - - Nivel litológico no correlado.

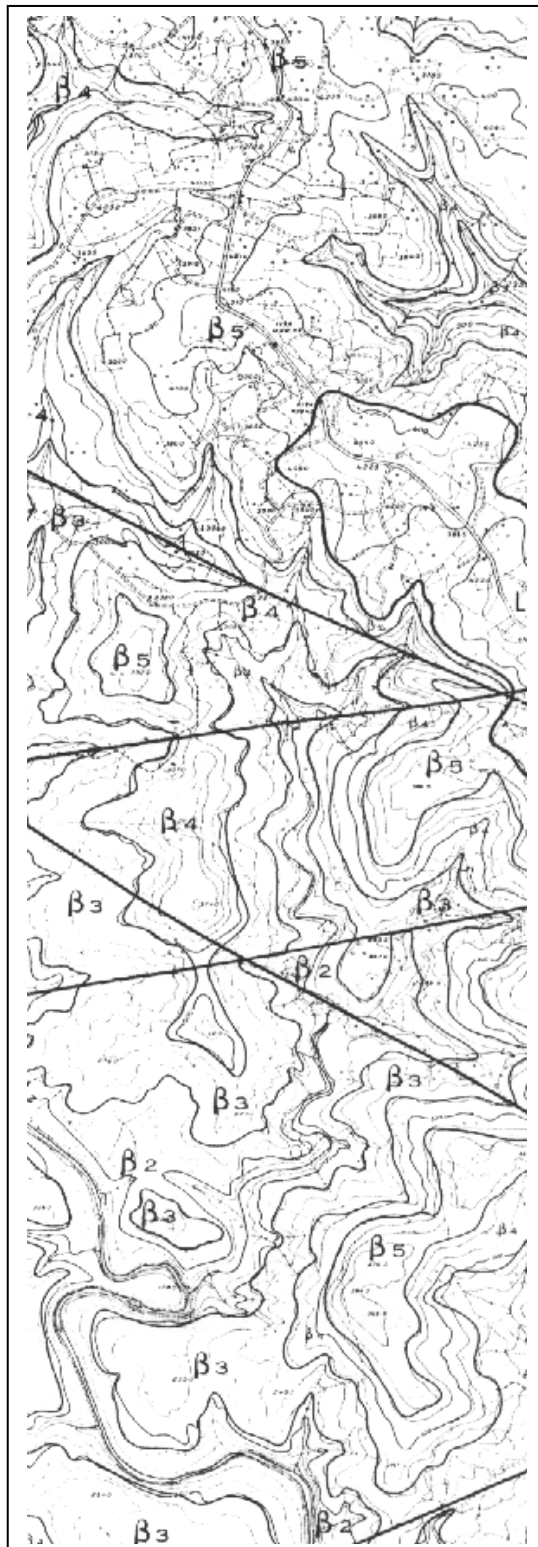
..... Límite incierto.

↗ 7° Dirección y inclinación de las capas (medidas de campo).

— Fracturas mayores en afloramiento.

- - - Fracturas mayores reconocidas morfológicamente en áreas cubiertas.

## MAPA GEOLOGICO



# **CAPITULO 3**

**Sistema Posicionador General**

**GPS**

**Sistema de Navegación Global por Satélites**

**GLONASS**



# SISTEMA DE POSICIONAMIENTO GLOBAL G.P.S.

## INTRODUCCION

La evolución tecnológica espacial se inició en el año 1957 cuando la entonces Unión Soviética lanzó el SPUTNIK 1, con el propósito de que navegara en forma satelital, este hecho generó una sucesión de adelantos técnicos y funcionales que se basaron fundamentalmente en la propiedad de que un satélite artificial ubicado en el espacio a gran altura, tiene un radio de cobertura sobre el planeta de gran amplitud, por este motivo los satélites son elementos adecuados para efectuar comunicaciones y determinaciones de mucha utilidad y aplicación en el campo civil y militar.

La Transformación que se produjo a partir de ese comienzo hace 49 años, generó el desarrollo del "Sistema de Posicionamiento Global" mas conocido por su sigla G.P.S. operado por los Estados Unidos de Norteamérica y que inicialmente fue concebido con fines exclusivamente militares, el Congreso de esa Nación autorizó al Departamento de Defensa la implementación de su uso civil, reservándose un área denominada código P (preciso), para fines militares agregándose ciertos controles que posibilitan el uso civil en forma gratuita sin poner en riesgo el militar que fue motivo de la creación del sistema.

El G.P.S. utiliza para su funcionamiento una constelación de satélites artificiales llamada NAVSTAR (Navigation System With and Ranging), Sistema de Navegación por Tiempo y Distancia, y proporciona como resultados datos concretos de un punto cualquiera que se encuentre

en la tierra o el espacio aéreo como los siguientes:

- a)Cuál es su posición en ese momento.
- b) Que hora es a tiempo de la determinación.
- c) Que velocidad y dirección lleva el punto si estuviera en movimiento.

Estas respuestas muy precisas son las aportadas para fines militares y son decodificadas por receptores debidamente autorizados a operar en la banda P.

A partir del año 1985 el G.P.S. de uso civil se hizo mas conocido ya que el adelanto de la informática permitió la construcción de receptores capaces de procesar en el propio aparato la información recibida de la constelación NAVSTAR y entregar directamente en su display los datos posicionales de coordenadas geográficas y altura del punto donde se encuentra el aparato. Es decir que el receptor es un microprocesador que recibe y analiza las ondas de radio que son emitidas por los satélites.

El funcionamiento del sistema G.P.S. se basa en tres áreas básicas:

- 1- Área espacial.
- 2- Área de control.
- 3- Área de usuarios.

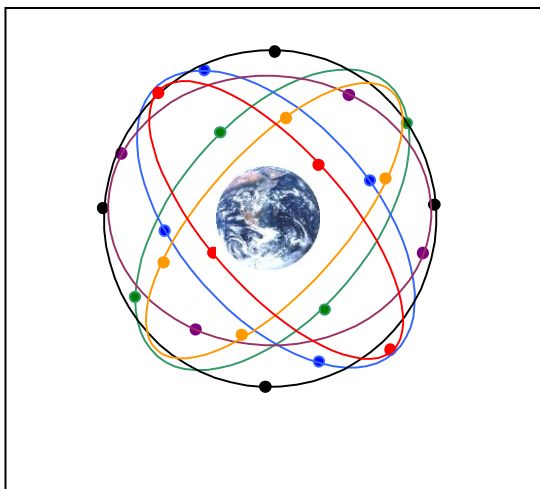
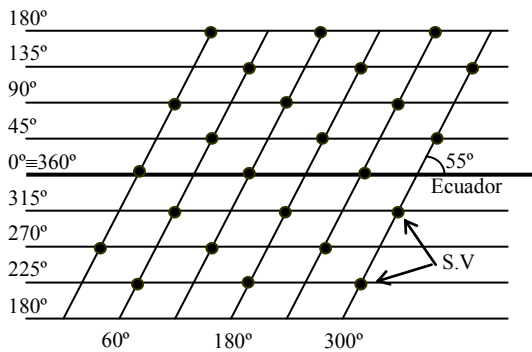
Veamos la composición y funcionamiento de cada una de ellas.

## AREA ESPACIAL

Es la constituida por la constelación de satélites llamada NAVSTAR compuesta de 24 unidades S.V (Space Vehicle) que mantiene el sistema de seis órbitas con 4 S.V.

cada una, formando un ángulo con el Ecuador de 55°, el período orbital es de 12 horas sidéreas, es decir que dan dos vueltas a la tierra por día. La velocidad tangencial es de 3,9 Km/s o sea unos 14.040 Km/hora. El peso de cada S.V es de 1500 Kg.

**GRAFICO DE LA POSICION ORBITAL DE CADA SATÉLITE (S.V.)**



Constelación de satélites NAVSTAR

Los satélites NAVSTAR se comenzaron a lanzar en 1978 y fueron divididos en tres bloques.

a) Bloque I. Fueron lanzados desde 1978 a 1985 y el grupo estuvo constituido de 11 S.V, cuya vida útil fue de 4 a 5 años, hoy todos los S.V de este bloque

fueron sustituidos por los del bloque II.

b) Bloque II. Los 28 satélites de este bloque comenzaron a ser lanzados en febrero de 1989, cada uno tiene un peso de 1500 Kg., llevan a bordo 4 relojes atómicos, de rubidio y cesio, cuya precisión es de  $10^{-9}$  o sea de un nanosegundo, al ser cuatro se aseguran de que siempre este en funcionamiento uno por lo menos, ya que al salir de operación el que esta funcionando es reemplazado por otro.

El costo es de 50 millones de dólares cada uno, estos S.V ya han empezado a ser reemplazados por los del bloque III.

c) Bloque III. Esta constituido por 32 S.V y se comenzaron a colocar en 1995, utilizando el trasbordador espacial SPACE- SHUTTLE, que transporta 3 satélites a la vez reduciendo así el costo operativo, estos S.V tienen una vida útil de 10 años.

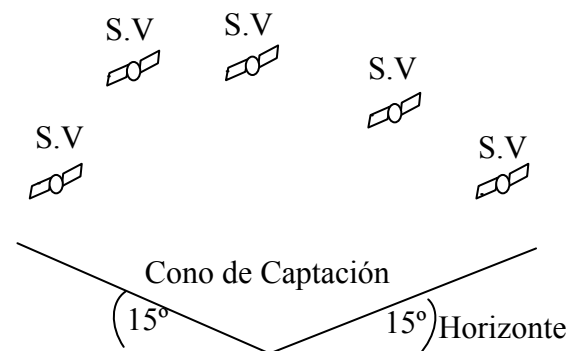
1) Las órbitas y la ubicación de los S.V es tal que cualquiera sea la posición sobre el planeta se podrá contar con mas de 4 satélites con elevación a mas de 15° sobre el horizonte, en la mayoría de los casos se verán mas de 4 y sobre todo cuando nos acercamos al ecuador se captarán 8 o más.

Todas las señales de los S.V. que estén ubicados sobre el límite del cono de captación serán recibidas por el receptor.

2) Con 10° sobre el horizonte se captan 8. S.V. lo que se incrementa al acercarnos al Ecuador.

Los S.V se mueven en órbitas elípticas a una altura de 20.200 Km., son 27 de

los cuales 24 son operativos y 3 de re-puesto.



## Identificación de cada S.V.

Existen varios sistemas de identificación de cada S.V. pero el adoptado por los fabricantes de receptores es el P.R.N. (Pseudo Random Noise) que es transmitido por cada S.V, variando de 1 a 32.

## AREA DE CONTROL

Esta constituida por un grupo de estaciones terrestres que monitorean la posición de cada S.V, determinando en forma precisa las órbitas, sincronización de los relojes, corrección de la posición de cada satélite, transmisión de las efemérides actualizadas, estado del S.V y programación de lanzamientos de nuevos satélites para la manutención de la constelación. La información se recibe y luego de procesada se devuelve a cada S.V para que este la transmita en el mensaje de navegación y sea recibida por los receptores de los usuarios.

Este grupo esta compuesto de una estación maestra ubicada en Colorado Springs (USA.) y otras 10 estaciones de monitoreo distribuidas en todo el mundo,

una de ellas se encuentra en nuestro país en Migueletes (Bs. As.).

Estas estaciones están equipadas con receptores muy precisos que siguen a cada S.V. calculando su posición cada 1,5 segundos.

Las efemérides transmitidas por los S.V son las astronómicas Kleperianas, es decir el receptor luego de medir su distancia al satélite puede calcular su propia ubicación en base a estos datos.

Recordemos cuáles son las 3 leyes de Kepler; hace 380 años Juan Kepler (1571-1630) descubrió las leyes del movimiento planetario que llevan su nombre, relativas al movimiento de los astros celestes, las que se aplican perfectamente a los S.V del sistema NAVSTAR.

- 1- Los S.V. describen una órbita elíptica con el centro de la tierra ubicado en uno de sus focos.
- 2- La línea imaginaria que une al S.V con el centro de la tierra describe áreas iguales en tiempos iguales.
- 3- El cuadrado del tiempo del período orbital del S.V es proporcional al cubo de la longitud del semieje mayor de la elipse orbital.

**Del análisis de estas leyes se deduce que es necesario tenerlas en cuenta ya que la órbita de los S.V. no es circular y su velocidad es variable.**

La efemérides Kleperianas son recibidas y transformadas por el receptor en coordenadas cartesianas geocéntricas del sistema W.G.S.84 elipse de referencia, las cuáles luego de ser convertidas a geográficas son mostradas por el receptor en su

propio display junto con la altura respecto del W.G.S. 84.

## AREA DE USUARIOS

Desde 1.993 se autorizó la completa utilización del sistema G.P.S NAVSTAR por parte de los usuarios civiles.

Este grupo esta constituido por las personas que disponiendo de receptores G.P.S. de origen comercial puede determinar su posición por medio de las señales recibidas de los satélites.

Veremos que si bien el sistema G.P.S. es de funcionamiento muy preciso y de alta tecnología su aprovechamiento y obtención de datos por parte de los usuarios es muy simple ya que los receptores están programados para procesar toda la información recibida de los S.V. y entregan los datos requeridos.

## SEÑALES G.P.S.

La constelación NAVSTAR de satélites G.P.S. transmiten 2 ondas denominadas portadoras que son las que transportan la información, codificada y que se encuentran en la banda L que se obtienen a partir de una frecuencia básica de 10,23 MHz.

La  $L_1$  se obtiene al multiplicarla por 154 o sea que resulta lo siguiente:

$10,23 \text{ Mhz.} \times 154 = 1.575,42 \text{ Mhz}$  cuya longitud de honda es 19,05 cm.

La  $L_2$  se obtiene multiplicando la frecuencia básica por 120 quedando así:

$10,23 \text{ Mhz} \times 120 = 1.227,60 \text{ Mhz}$  y su longitud de honda es 24,45 cm.

La portadora  $L_1$  lleva 3 códigos: el C/A, el P y los mensajes de navegación, y a  $L_2$  lleva el código P y los mensajes de navegación.

## Códigos

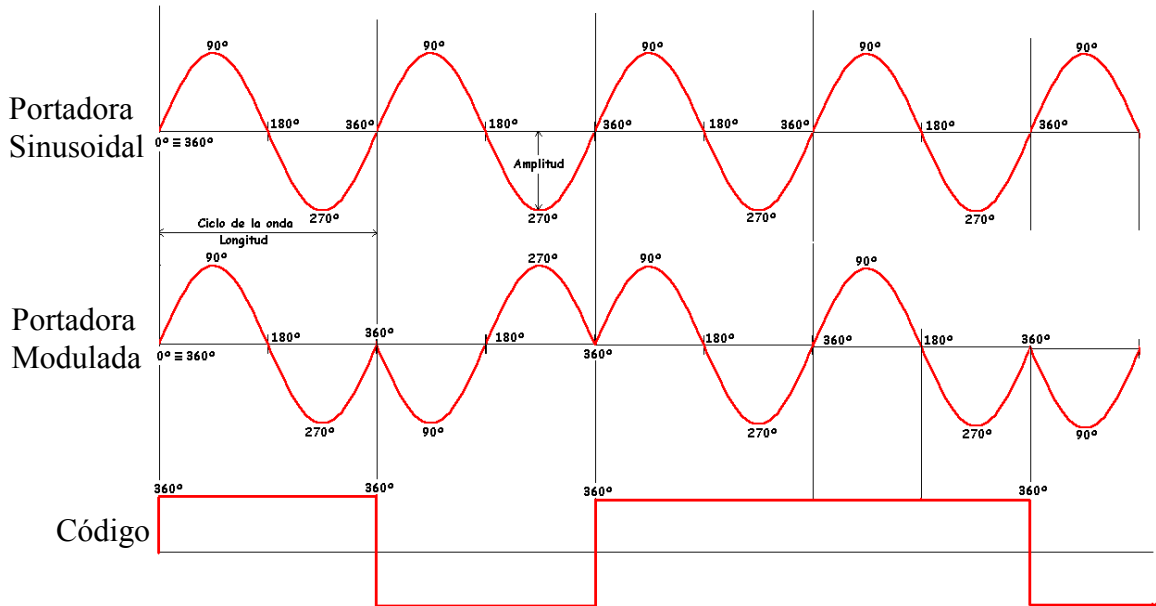
El código C/A (Coarse/Acquisition) o sea de adquisición gruesa, es el que usan todos los receptores G.P.S. de uso civil. Cada S.V. emite una secuencia propia y continua de códigos, el que solo puede ser correlacionado con una réplica del mismo.

Por este motivo el receptor genera un código igual al que esta recibiendo de cada satélite, transmitiendo en forma sincronizada, es decir cuando el receptor lo emite también lo hace el S.V. originando una correlación entre ambos, el recibido y generado por lo que puede determinar el desfase entre ambos y con esto calcular el tiempo que tarda en llegar desde el S.V. al receptor, obteniéndose así la seudo distancia. Está medida esta afectada por un error de sincronismo de los relojes por lo tanto la distancia no es precisa y recibe el nombre de "seudo distancia".

El código C/A es modulado solamente en la frecuencia de la portadora  $L_1$ , siendo la  $L_2$  de uso exclusivamente militar.

Código P: Es este el código G.P.S., secreto, es el reservado para uso militar y se caracteriza por la obtención de altas precisiones en tiempo real utilizando un único receptor, en cualquier lugar, altura y velocidad del mismo. Esto lo diferencia del código C/A de uso civil que con un solo receptor no puede tener gran precisión, situación que se corrige con el uso de dos o más receptores distanciados entre sí, uno de ellos fijo y por aplicación del método diferencial.

## ESQUEMA DE LA MODULACION DE LA ONDA PORTADORA



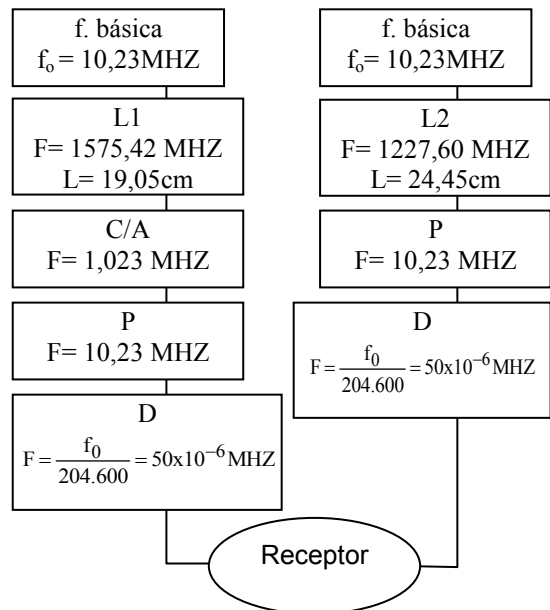
Como vemos el código P es desconocido en usos no militares, además su transmisión esta protegida por un sistema denominado Anti – Spoofing (antifraude) que evita su utilización por quien no esta autorizado.

### MENSAJES DE NAVEGACIÓN

Es conocida como código D y trasmite el mensaje que envía el satélite referido a la siguiente información:

- a) Los datos orbitales de los satélites definidos como efemérides Keplerianas.
- b) La hora de emisión de la señal (Satellite clock )
- c) Datos sobre correcciones ionosféricas.

d) Información sobre el estado del satélite.

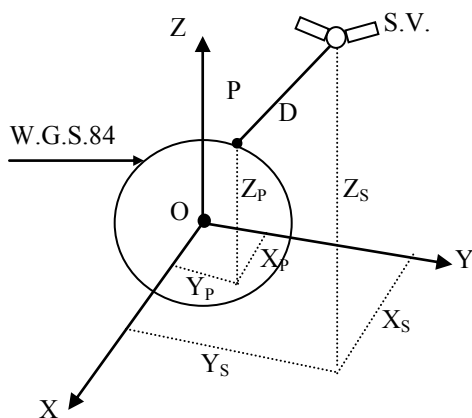


Esquema de la estructura de las Señales G.P.S.

Cuando se conecta el receptor y se lo pone en funcionamiento el primer código en ser interpretado es este, activando el programa del procesador el que registra las efemérides y a partir de este dato rastrea los demás satélites que pueden ser recibidos desde su posición geográfica.

## COORDENADAS PARA POSICIONAMIENTO

El receptor calcula las coordenadas geocéntricas de su propia posición en base a las coordenadas conocidas de 4 satélites que es el mínimo número requerido.



Definimos como \$Y\_s\$, \$X\_s\$ y \$Z\_s\$ las coordenadas geocéntricas del S.V. en el momento T y tenemos un punto P sobre la superficie cuyas coordenadas llamamos \$Y\_p\$, \$X\_p\$ y \$Z\_p\$.

Así podemos plantear que la distancia D entre el punto P y el S.V. será

$$D = \sqrt{(Y_s - Y_p)^2 + (X_s - X_p)^2 + (Z_s - Z_p)^2}$$

Como se conocen las coordenadas del S.V., tenemos planteadas la ecuación con 3

incógnitas que son las coordenadas de P. Sabemos que la distancia D es calculada por el receptor multiplicando el tiempo T que tarda la señal en llegar desde el S.V. Por la velocidad de la luz (300.000 Km./seg.)

Aquí surge un inconveniente y es que T es calculado midiendo el tiempo de salida del satélite y el de llegada al receptor, esta tarea la realizan los relojes que poseen ambos. Los satélites llevan relojes atómicos cuya precisión es de un nanosegundo es decir 0, 0000000001, los receptores no tienen esta precisión porque tornarían imposible su utilización por el alto costo de los mismos, los receptores están equipados con relojes de cuarzo. Esta situación hace que se introduzca un factor de corrección \$\Delta t\$ en la ecuación planteada por lo tanto nos queda así:

$$D = \sqrt{(Y_s - Y_p)^2 + (X_s - X_p)^2 + (Z_s - Z_p)^2} + C\Delta t$$

Siendo \$C\Delta t\$ el factor de corrección por desfase de tiempo. Así vemos que para resolver nuestra ecuación que ahora tiene 4 incógnitas ya que se agregó \$\Delta t\$, necesitamos plantear y resolver 4 ecuaciones por lo que necesitaremos por lo menos 4 S.V.

$$D_1 = \sqrt{(Y_{s1} - Y_p)^2 + (X_{s1} - X_p)^2 + (Z_{s1} - Z_p)^2} + C\Delta t$$

$$D_2 = \sqrt{(Y_{s2} - Y_p)^2 + (X_{s2} - X_p)^2 + (Z_{s2} - Z_p)^2} + C\Delta t$$

$$D_3 = \sqrt{(Y_{s3} - Y_p)^2 + (X_{s3} - X_p)^2 + (Z_{s3} - Z_p)^2} + C\Delta t$$

$$D_4 = \sqrt{(Y_{s4} - Y_p)^2 + (X_{s4} - X_p)^2 + (Z_{s4} - Z_p)^2} + C\Delta t$$

De lo expuesto vemos que al operar nuestro receptor G.P.S se debe contar con la recepción simultánea de 4 S.V. como mínimo.

## ERRORES QUE INFLUYEN SOBRE EL SISTEMA

Al operar el sistema G.P.S. lo que estamos haciendo es manejar uno o varios receptores que reciben la información de un sofisticado conjunto de elementos y acciones que lógicamente como en toda medición produce errores de más o menos consideración. La forma clásica de compensar los errores consistía en buscar el valor más probable repitiendo varias veces la medición para obtener un promedio.

En el caso G.P.S. también es aconsejable la reiteración de las determinaciones ya que permiten detectar errores producidos por operación equivocada o errores aleatorios.

Veremos al ir comentando los errores que se producen y su fuente que en estos casos no se tratan solo imputables al operador sino que el sistema en sí los va generando.

Los errores son los siguientes:

- a) Relacionados con los satélites.
- b) Dependientes del receptor.
- c) Medios atmosféricos.
- d) Multitrayectoria.
- e) Estacionamiento de los receptores.
- f) Dilución de la precisión DOP.

### a) Relacionados con los satélites

Los S.V. giran en su órbita respondiendo a las leyes Keplerianas, por lo tanto es posible calcular su posición por medio de las estaciones de monitoreo, esto significa hacer un trabajo de medición que como toda otra tiene sus errores que aunque pequeños son traducidos en el posicionamiento de nuestro receptor.

Las estaciones de monitoreo calculan la posición de cada S.V. y la transmiten a la central de Colorado Springs, la que a su vez la envía a cada S.V. para que la retransmita al receptor:

### b) Dependientes del Receptor

Uno de los problemas más importantes que se presenta es el hecho de que los relojes de los S.V. son de extraordinaria precisión la que se ubica en 1 nanosegundo es decir  $10^{-9}$  o sea 0,000000001 es decir la mil millonésima parte de segundo. Los receptores solo cuentan con buenos relojes de cuarzo. Esta situación produce errores ya que la medición del tiempo  $t$  que tardan las ondas en trasladarse desde el S.V al receptor depende de la coordinación de los relojes de los S.V. y del receptor que por ser distintos generan un error llamado "coordinación de reloj".

Otro aspecto a tener en cuenta es la ubicación de la antena receptora en el punto correcto que se desea determinar, a veces un descuido produce un estacionamiento corrido algunos centímetros introduciendo un error que para ciertas mediciones del tipo geodésico es importante.

### c) Medios Atmosféricos

A este error también se lo conoce como Inosférico ya que esta capa que se extiende hasta unos 1.000 Km. de altura es la que mas refracta las ondas G.P.S. por su densidad y por estar cargada de iones que son activados por la acción de la luz solar.

Esta refracción afecta a las mediciones G.P.S. porque produce atrasos en la propagación de los códigos y adelantos en las

ondas portadoras. Esta influencia se nota más en receptores que se encuentran a más de 20Km de la base de referencia, porque debido a la distancia la actividad de la ionosfera es distinta en ambos puntos.

Esta situación es eliminada totalmente por el uso de las dos portadoras  $L_1$  y  $L_2$  que tienen distinta frecuencia y son afectadas de distinta manera. Esto permite su procesamiento en un sistema de ecuaciones que compensa la influencia de este error.

Los receptores que operan solo en una frecuencia  $L_1$  no deben operar a más de 20 Km. de la base porque resultan muy perturbados en sus mediciones por el error ionosférico.

#### d) Multitrayectoria

La señal que emiten los satélites deben ser recibidas por los receptores en forma directa y no describiendo una trayectoria que sea alterada o modificada. Lo que se trata es determinar la distancia entre el S.V. y el receptor.

Las ondas G.P.S. no son alteradas por fenómenos atmosféricos como lluvia, nubes, nieve etc., pero no pueden atravesar a materiales sólidos como edificios, follajes de árboles, metales que las reflejan, el mismo suelo puede reflejar la señal y enviarla al receptor.

Este error se puede eliminar poniendo interés en el tratamiento del sitio donde se coloca la antena, debiendo estar despejado lo más posible. El rebote de ondas en el suelo suele evitarse colocando pantallas debajo de la antena receptora. Se debe tener en cuenta que este error es muy difícil de eliminar totalmente.

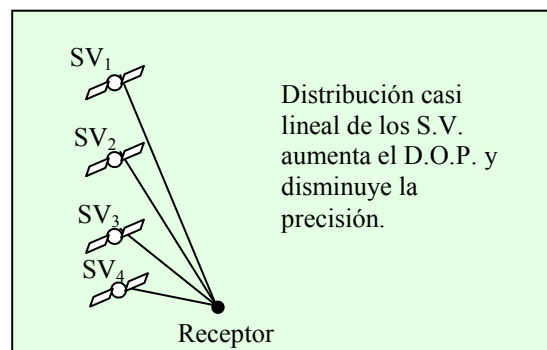
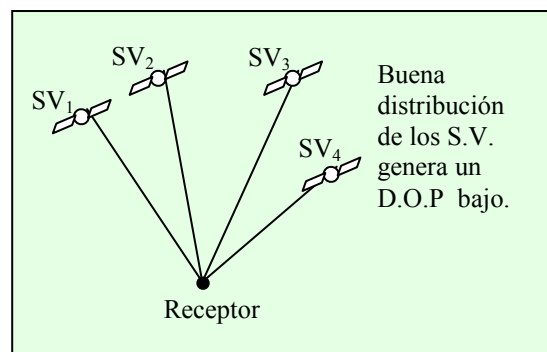
#### e) Estacionamiento de receptores

Los detalles que se deben prestar al colocar los receptores en su punto estación deben ser los mismos que se observan para instalar un instrumento topográfico para su operación.

Se debe tener en cuenta que un equipo G.P.S. del tipo geodésico determina la longitud de una línea con precisión de  $5\text{mm} + 1\text{ppm}$  por lo que una antena colocada con cierto corrimiento puede frustrar la precisión deseada, también se debe colocar a la altura correcta ya que el nivel que determine el aparato será el que tenga en ese momento la antena.

#### f) Dilución de la precisión D.O.P.

Esta dilución de la precisión es motivada por la posición o geometría de los satélites en el momento de la determinación.





En un instante determinado el receptor recibe las señales de varios satélites de los cuáles interesa la distancia  $D$  a cada uno de ellos. Una buena dispersión de los S.V. producirá un mejor resultado que en el caso de que estuvieran alineados.

En general los receptores indican en su pantalla el valor del D.O.P. que estan recibiendo en ese momento, si el valor indicado es menor que 2 indica una muy buena situación, para un valor de 4 la medición es buena y aceptable para valores mayores, se deberá operar un momento hasta que los satélites en su movimiento cambien de posición y mejoren la geometría D.O.P.

Se debe aclarar que la situación D.O.P. no es en si un error del sistema G.P.S. sino que se la debe tener en cuenta para mejorar la determinación.

## SISTEMAS DE REFERENCIA

Para determinar la posición de puntos ubicados sobre la superficie de la tierra, es necesario relacionarlos con algún sistema de referencia para que haga posible la definición de sus coordenadas geográficas y la altura.

El concepto de latitud y longitud geográficas se encuentran definidos desde el año 1.885 en que 25 países adoptaron el criterio para su definición y luego fue aceptado por el resto del mundo. Por consiguiente todo sistema de referencia debe ser diseñado de modo tal que mantenga ese criterio.

Respecto de la altura es donde se producen las mayores variaciones según se adopte como referencia un elipsoide o el geoide.

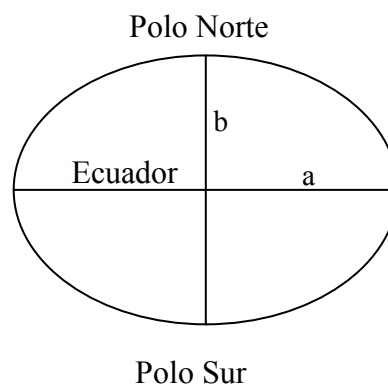
Existen dos tipos de sistemas de referencia geodésicos, que se aplican según los requerimientos de cada región. Ellos son los locales y los globales.

Un sistema local es de aplicación para un área determinada y consta de un elipsoide de referencia y de un PUNTO DATUM. Este sistema se ideó porque se da el caso de que elipsoides globales se adaptan menos a ciertos lugares de la tierra que cierto elipsoide local.

Se denomina PUNTO DATUM Horizontal al lugar en que se produce el contacto del elipsoide local adoptado y la superficie física del terreno.

En nuestro país tenemos un ejemplo inmediato en el sistema de elipsoide local que se denominó Campo Inchauspe 69 en el que el PUNTO DATUM se encuentra en ese paraje y cuyas coordenadas son latitud =  $-36^\circ$ , longitud =  $-62^\circ$ , esta ubicación esta próxima a la Ciudad de Pehuajó en la Provincia de Buenos Aires, el elipsoide elegido fue el de Hayford 1924.

El sistema de posicionamiento global NAVSTAR G.P.S. opera teniendo como referencia un elipsoide de revolución denominado W.G.S.84.



a = Semieje mayor  
b = Semieje menor

$$f = \frac{a - b}{a} \quad \text{Achatamiento}$$

La forma geométrica de la tierra es denominada geóide y tiene una forma irregular algo aplastada en los polos, es decir que tiene forma geóidica. Para poder hacer determinaciones precisas se adoptó como figura geométrica matemáticamente definida, un elipsoide cuyo eje menor, el que une los polos geográficos es algo más corto que el eje mayor desarrollado en el plano del ecuador.

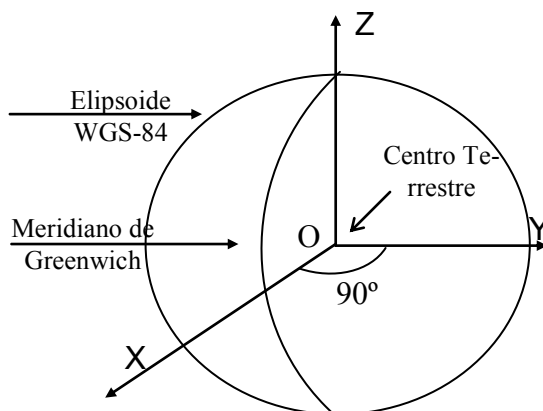
A lo largo del tiempo se fueron proponiendo varios elipsoides para definir mejor a la tierra.

La Unión Geodésica Internacional adoptó en su reunión de Madrid en 1924 el elipsoide propuesto por Hayford como figura de referencia general. En 1984 el sistema G.P.S. adoptó para su referencia un elipsoide que se consideró que se ajustaba mas a las medidas geométricas de la tierra y se lo denominó W.G.S 84 del Inglés World Geodetic System 84 o sea Sistema Geodésico Mundial-84, esta elipse tiene algunas diferencias de medidas con el de Hayford, veamos una comparación entre ambos.

Elipsoide	Semieje Polar b (m)	Semieje Ecuatorial a (m)	Achatamiento $\frac{a - b}{a}$
Hayford	6.356.912	6.378.388	1/297
W.G.S-84	6.356.752,314	6.378.137	1/298,25722

El G.P.S. opera con un sistema de coordenadas geocéntricas, de tal manera las posiciones de los receptores G.P.S. y las de los S.V. están referidas a una terna de ejes cartesianos ortogonales que tienen origen en el centro de la tierra. El eje Z es coincidente con el eje de rotación terrestre,

el eje X se encuentra en el plano del Ecuador y pasa por el Meridiano de Greenwich y allí tienen origen las longitudes geográficas que va determinando el sistema, Y es coplanar con X y esta colocado a 90° de este.



La Geodesia satelitaria permitió determinar la exactitud de la ubicación del geocentro del W.G.S-84 el que se determino con una precisión de alrededor de 20cm.

**DATUM**

Es muy común la utilización del vocablo DATUM en las definiciones de aplicaciones de tipo geodésico.

En general los Datum definen el sistema de referencia que se utiliza en un análisis geodésico de la tierra.

Existen de 3 tipos:

- a) Los horizontales.
- b) Los verticales.
- c) Los compuestos.

Veremos que trata cada uno de ellos.

### a) Datum Horizontal

Este es definido por un elipsoide que sirve como sistema de referencia y a partir de él se determinan las coordenadas geográficas latitud y longitud con un sistema de coordenadas ortogonales.

El utilizar un elipsoide simplifica el cálculo porque existe una expresión matemática que lo representa y solo se debe contar con los datos de su semieje mayor y el semieje menor.

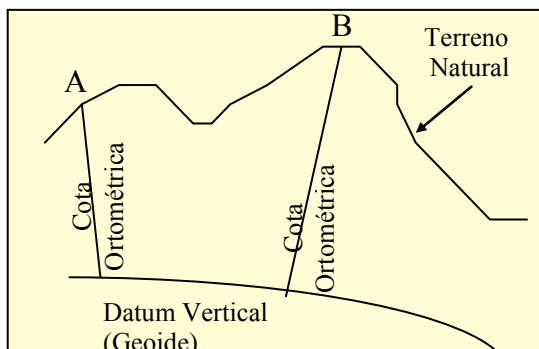
Por lo tanto las coordenadas geográficas quedan definidas con respecto a su "Datum de Referencia"

### b) Datum Vertical

Tiene como referencia el geoide ya que a partir de él se toman las alturas ortométricas.

El geoide es una superficie equipotencial del campo gravítico terrestre. Es decir que tiene la forma que le da proyección del nivel medio del mar por debajo de los continentes.

Si sobre la superficie del terreno natural tenemos 2 puntos A y B de los cuales conocemos su cota ortométrica, la que sea de mayor magnitud indicará que ese punto esta a mayor altura.



La cota ortométrica se mide a lo largo de la vertical que pasa por el punto considerado y es la distancia entre dicho punto y el geoide.

### c) Datum Compuesto

Este Datum tiene como referencia a ambos sistemas y se define por medio de un elipsoide y un geoide para determinar puntos por su latitud, longitud y altura (ortométrica).

En el caso de que se indique la existencia de un elipsoide como único Datum, la altura que se exprese no será ortométrica sino elipsoidal.

Este es el caso utilizado en el sistema de posicionamiento satelital G.P.S. cuyo Datum único es el elipsoide WGS-84.

Esto significa que determinada una altura con G.P.S. esta será elipsoidal y si se la desea ortométrica se deberá calcular su transformación a tal.

## EL POSICIONAMIENTO

Las mediciones que efectuamos sobre el terreno son realizadas por receptores que procesan la información recibida de los Space Vehicle S.V. (Satélites).

Esta información esta compuesta por las fases portadoras  $L_1$  y  $L_2$  y los códigos C/A y P.

Como ya hemos visto el receptor necesita por lo menos las señales simultáneas de las emisiones de 4 satélites como mínimo para poder calcular su propia posición.

Entendemos como posicionamiento los datos que reporta el receptor referidos a sus coordenadas geográficas (Latitud y Longitud) y altura a que se encuentra sobre la

superficie de referencia que es el elipsoide W.G.S.84.

A partir de esta determinación básica y utilizando los métodos adecuados se calculan otros parámetros o datos referidos a longitudes, entre puntos, diferencias de alturas, ángulos horizontales y verticales, superficies, etc.

## MÉTODOS DE POSICIONAMIENTO

Existen varios métodos de mediciones para determinar el posicionamiento de un punto los que se pueden clasificar en 2 grupos.

- (a) Mediciones autónomas.
- (b) Mediciones relativas.

Vemos en que consisten las mediciones de cada grupo.

### MEDICIONES AUTONOMAS

Fundamentalmente consisten en determinar la posición del punto considerado utilizando un único receptor y obtener la información directamente de su display y sin efectuar un posterior procesamiento de esos datos.

Los receptores utilizados son de dos tipos:

- a) Los receptores G.P.S. de uso militar determinan su posición utilizando el código P. Su funcionamiento y operatividad es de carácter secreto por lo que no es posible hacer análisis sobre su funcionamiento.
- b) Los receptores de uso civil también conocidos como navegadores, basan sus

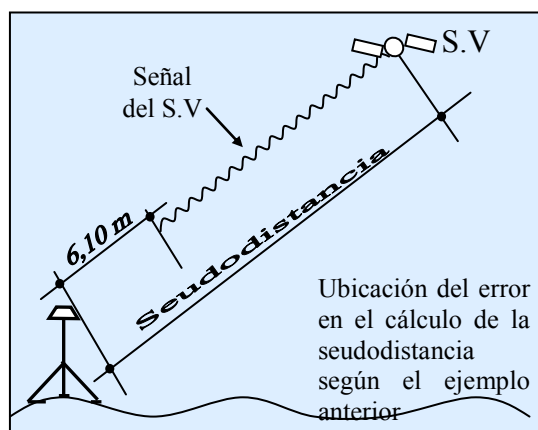
determinaciones en el uso del código C/A.

La pseudo distancia es la que separa al receptor de cada satélite y recibe esta denominación por el hecho de estar afectada de errores que no permiten determinarla con exactitud.

### Composición de los errores G.P.S. en una medición autónoma que inciden en la determinación de la pseudo distancia.

Error de los relojes del satélite.	= 0,60 m
Error de las efemérides.	= 0,60 m
Error del reloj del receptor.	= 1,20 m
Error atmosférico.	= 3,70 m
<hr/>	
Error total para el cálculo de la pseudo distancia.	= 6,10 m

El D.O.P (Dilution Of Precisión) considerado en el ejemplo es de 5 en una escala de 1 a 10.



### MEDICIONES RELATIVAS

#### Método diferencial D.G.P.S

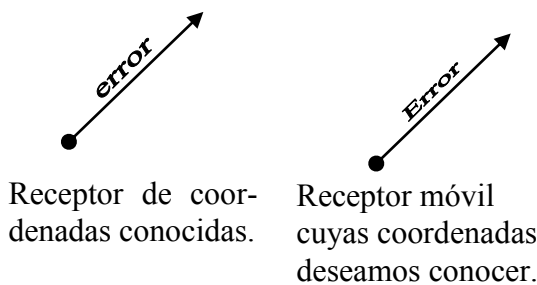
Como ya hemos visto las mediciones efectuadas por receptores que utilizan el código C/A están afectadas por errores que

inciden sobre el valor de las determinaciones.

Estos errores no se pueden evitar pero lo que se puede lograr es eliminar la influencia de los mismos casi en su totalidad utilizando 2 receptores que trabajan en forma coordinada.

Uno de los receptores se estaciona sobre el punto de coordenadas conocidas y es el que va a efectuar las correcciones de la posición del otro receptor.

El método operativo se basa en el hecho de que los 2 receptores captan o rastrean los mismos satélites por consiguiente ambos en un instante T están afectados del mismo error en magnitud y sentido.



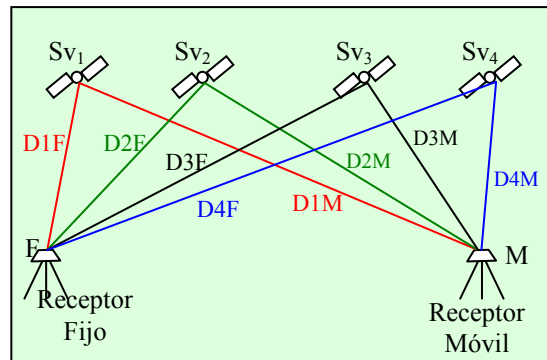
El receptor fijo de coordenadas conocidas calcula la magnitud del error que esta recibiendo de su propia posición y lo hace directamente por diferencia ya que conoce cuál es su posición correcta. A partir de esta medición “corrige” la posición del receptor móvil.

De esta manera son eliminados casi totalmente los errores producidos por el uso del código C/A y si trabajamos con un D.O.P. menor que 5 la precisión del cálculo podrá estar en 5 metros o menos.

Como los receptores reciben continuamente la información de los S.V., se podrán efectuar las correcciones del receptor móvil permanentemente Por consiguiente si dejamos estacionado a este du-

rante algunos minutos 10 o más podremos obtener un promedio de las mediciones corregidas lo que contribuye a mejorar el resultado. A esta forma se la conoce como “medición diferencial estática por código.”

Estos receptores son fabricados y programados para trabajar en la forma detallada, por lo tanto es un equipo que viene completo incluso con los programas de computación a utilizar, por lo tanto resulta muy difícil desarrollar este método con 2 receptores autónomos simples.



El receptor fijo calcula los errores  $\Delta x$ ,  $\Delta y$ ,  $\Delta z$ , de su propia posición porque conoce sus coordenadas  $X_F$ ,  $Y_F$ ,  $Z_F$ , por lo tanto  $\Delta x = X_F - E_x$ , de esta manera puede corregir al receptor M (Móvil) afectando su determinación con el mismo valor  $\Delta x$  que calcula ya que los satélites usados son los mismos.

Esta operación la realiza con cada uno de los satélites que captan simultáneamente. Si los receptores están distanciados entre 80 y 100 Km. entre sí podrán recibir señales de los mismos satélites, en caso de que alguno no sea captado por los dos aparatos simultáneamente el programa lo desecha.

El posicionamiento diferencial por código se puede efectuar de las siguientes maneras:

- a) D.G.P.S. En tiempo real.
- b) D.G.P.S. Con post procesamiento.
- c) D.G.P.S. Con receptores autónomos.

### a) D.G.P.S. En tiempo real.

Este método efectúa las mediciones simultáneamente y en el momento, por lo tanto se requiere de un enlace radial para transmisión de los datos entre los receptores, de modo tal que el fijo vaya haciendo las correcciones del móvil y proporcionando estos datos inmediatamente.

### b) D.G.P.S. con post procesamiento

En esta manera de trabajo la información recibida por los receptores es almacenada y posteriormente procesada por un software propio. Por lo tanto no es necesario el enlace radial entre aparatos, lo que significa una ventaja económica por el costo del equipo de radio.

Otras ventajas que posee es que el hecho de que el usuario tiene control sobre los puntos que debe procesar en forma diferencial, respecto del D.O.P. del móvil puede seleccionar y descartar algunos satélites, también se pueden dejar de lado resultados dudosos, y todo otro análisis que se realiza en el post procesado ya que se dispone de tiempo y la información grabada.

### c) D.G.P.S. con receptores autónomos

Es necesario disponer de receptores que sean capaces de almacenar información durante el trabajo de campo para luego ser descargados en un computador, el

que por medio de un programa adecuado analizará estos datos para determinar la ubicación del rotador (receptor móvil).

El proceso a seguir es el siguiente:

- Se deben combinar los horarios de ambos receptores.
- Se colocan los receptores en su posición.
- Se procede a grabar la información recibida de los satélites durante algunos minutos.
- Esta información se introduce en el computador, este verifica si los satélites utilizados son los mismos para ambos receptores en cada tiempo T determinado.

Con estos datos calcula las diferencias  $\Delta x$ ,  $\Delta y$ ,  $\Delta z$ , y las aplica en forma de corrección al punto de ubicación del rotor.

Este método es de poca aplicación, ya sus requerimientos son tales que resultan más convenientes, económicos y de mayor precisión utilizar el método D.G.P.S. con post procesamiento.

## METODO RELATIVO GEODESICO (ESTATICO)

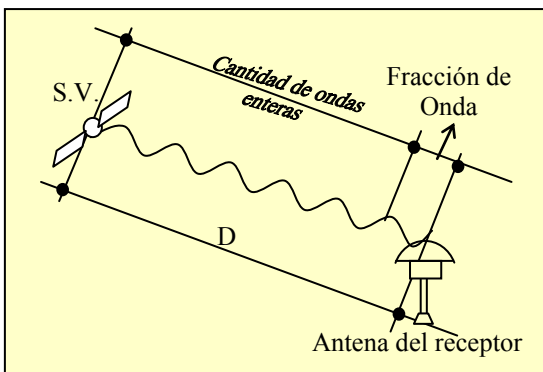
Hasta ahora hemos visto como operar G.P.S. utilizando el código C/A. esta forma nos permitió desarrollar precisiones en el mayor de los casos de 2 a 5 metros, estos valores resultan aceptables para algunos tipos de trabajo en que no es necesaria gran precisión, cuando los requerimientos son de tipo geodésico la aproximación que se quiere debe ser de unos pocos centímetros.

Este método utiliza las ondas portadoras  $L_1$  Y  $L_2$  dejando de lado el código C/A,

se basa en la medición de la distancia receptor – satélite calculando la diferencia de fase de la portadora desde que sale del satélite hasta que llega al receptor. Conociendo la velocidad de propagación y el tiempo T se calcula la distancia haciendo:

$$D = v \cdot t.$$

Las diferencias de fase son modeladas por los receptores para calcular la cantidad entera de longitudes de onda conocida como “ambigüedad de la fase”, las que sumadas a la fracción de la onda portadora al llegar al receptor completan la distancia total D.



Lo que se logra es calcular los errores que producen diferencias en la distancia D, al procesar fases, mediante la diferenciación estos errores se compensan y desaparecen de nuestras mediciones.

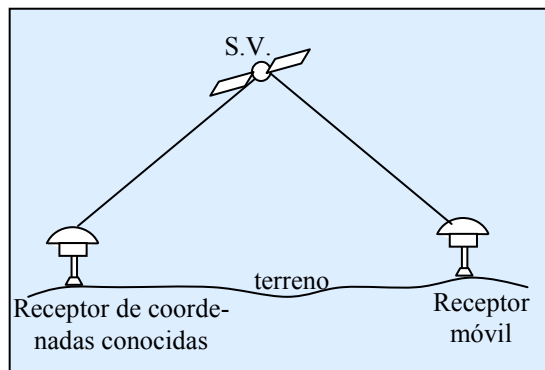
La diferencia de fase es calculada entre el S.V. y el receptor R haciendo el siguiente análisis.

La fase de señal deja el S.V en el momento t, el receptor recibe la fase en el instante T, el tiempo  $\Delta t$  que tardo la señal en llegar desde el S.V al receptor será:

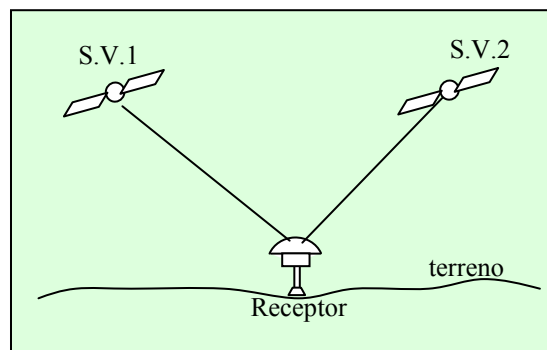
$\Delta t = T - t$  por lo tanto  $D = \Delta t \cdot C$  siendo C= velocidad de la luz o sea 300.000 Km./seg.

## Diferencial Simple.

Este diferencial puede ser efectuado de dos maneras a) entre un S.V. y dos receptores. b) entre dos S.V. y un receptor.



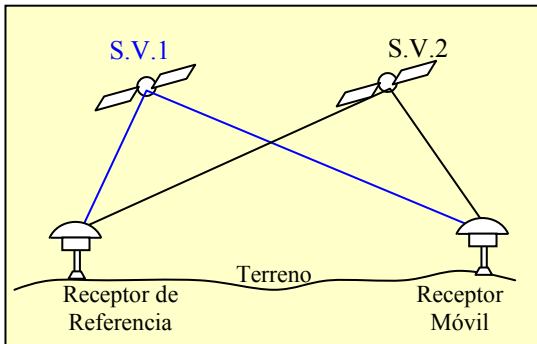
Lo que hacemos es diferenciar las mediciones hechas entre un S.V. y dos receptores, de esta manera se eliminan la influencia de los errores atmosféricos, los de reloj del satélite y los de órbita de los S.V.



En este caso la diferencia entre 2 satélites y un receptor posibilita la eliminación de errores propios del receptor.

## Diferencial Doble

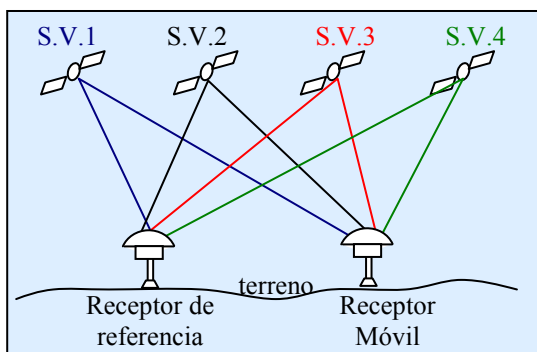
Combinando dos diferenciales simples se obtendrá uno doble que eliminará los errores propios de los satélites y de los receptores.



## Diferencial Triple

Si se utilizan 2 diferenciales dobles se obtiene uno triple. De esta forma la ambigüedad de la fase queda eliminada totalmente y resulta ser la mejor solución, cuyo único inconveniente radica en la interrupción de la comunicación con algunos de los S.V. utilizados.

Por este motivo el software encargado del proceso de datos también actúa como detector de la eventual interrupción del "look on" con los S.V.



En caso de que se pierda contacto con algunos de los S.V. que forman el

diferencial triple se debe recomenzar el proceso completo.

## METODO DINAMICO GEODESICO

Este método permite hacer determinaciones estando el receptor rotador en movimiento.

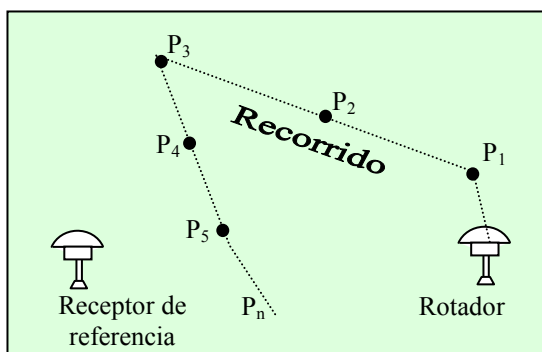
Como en el caso diferencial doble se debe contar con 2 receptores, uno fijo (referenciado) y el rotador o móvil, por esta movilidad se denomina a este método como OTF (On the Fly) o sea que resuelve las ambigüedades en movimiento.

El software que resuelve este método opera eliminando errores por la operación diferencial, pero además el equipo dispone de un filtro denominado Kalman que va determinando posiciones a medida que avanza el rotador.

Al utilizar las portadoras  $L_1$  y  $L_2$  simultáneamente no será necesario comenzar en un punto determinado previamente sino que se hará desde cualquier lugar, ni tampoco se debe recomenzar el proceso en caso de pérdida momentánea del contacto con los S.V.

Supongamos que el rotador se mueve a lo largo del recorrido a una velocidad determinada, por ejemplo a 18 Km/hora colocado sobre un vehículo, y ambos receptores efectúan mediciones cada 4 segundos, esto significa que a lo largo de la trayectoria se obtendrá un punto cada 20 metros, en el gráfico anterior los  $P_1, P_2, P_3, P_4, P_5, \dots, P_n$ , estarán separados entre sí por estos 20 m. esto es un ejemplo que ayuda a interpretar el funcionamiento y prever la velocidad de desplazamiento del móvil de acuerdo a las necesidades del trabajo que estamos realizando.



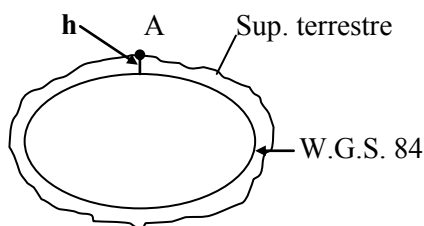


## ALTURAS G.P.S.

La altitud de un punto ubicado sobre la superficie terrestre, es la distancia vertical desde dicho punto hasta una referencia altimétrica.

En el caso del G.P.S. la referencia es el sistema elipsoidal W.G.S. 84 por lo tanto la altura que nos indica el receptor es la distancia vertical a este elipse.

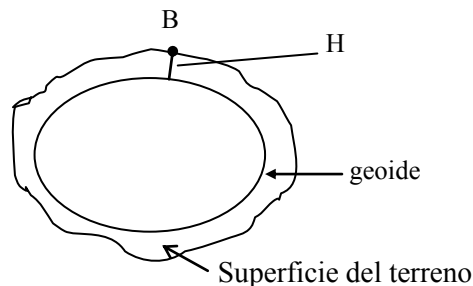
En este caso la altitud se denomina elipsoidal.



La denominación habitual para esta altura es h y recibe el nombre de cota elipsoidal G.P.S.

Se debe considerar que una buena determinación de h se logra con la aplicación del sistema diferencial de medición G.P.S. Si solo utilizaran un receptor individual, tal determinación estará afectada por los errores que son compensados por el método diferencial.

## Cota ortométrica

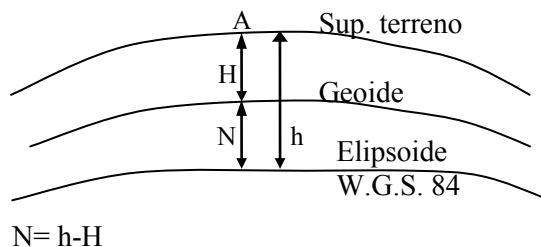


Cuando el sistema de referencia es el geoide la altura vertical existente entre este y un punto sobre la superficie terrestre se denomina cota ortométrica.

A la cota ortométrica se la denomina con la letra H.

## Ondulación del geoide

El concepto de ondulación del geoide surge de la diferencia entre la cota elipsoidal y la ortométrica, y se la define con la letra N.



La determinación de N es necesaria en todos los casos en que se debe transformar una altura ortométrica a una elipsoidal o inversa.

## GLONASS

Con este nombre se conoce al Sistema de Posicionamiento Geodésico Ruso. Glonass es en este idioma "GLOBAL'NAYA

NAVIGATSIONNAYA SPUTNIKOVA SISTEMA” o sea Sistema de Navegación Global por Satélites.

Este sistema fue implementado a partir del año 1970 y tuvo un fin puramente militar.

Es evidente que el desarrollo de Glonass fue la respuesta de la URSS al comienzo de la implementación por parte de USA. del Sistema G.P.S. NAVSTAR, ya que esto mantenía el equilibrio en las posibilidades militares de ambas potencias.

Es un sistema parecido al G.P.S. en muchos aspectos estructurales y casi similares en los conceptos básicos. Se encuentra bajo control de las fuerzas militares Rusas del espacio denominado como V.K.S. (Voenno Kosmicheski Sily).

La constelación de satélites GLONASS, se encuentra completa con 24 satélites alrededor de la tierra conocidas como SAT desde fines de 1.995.

Debemos puntualizar que existe un problema al que se debe dar solución para que los datos aportados por GLONASS sean de aplicación en nuestro territorio.

Esto surge del hecho de que el sistema de referencia utilizado por GLONASS es el PZ – 90 (Parametry Zemble – 90), que es distinto al W.G.S. 84 utilizado por G.P.S.

Nuestro sistema de referencia geodésico Nacional es el POSGAR 94 que se basa en el elipsoide W.G.S. 84, por lo tanto para usar la constelación GLONASS se deberá contar con alguna de estas variantes:

1) Disponer de un receptor programado adecuadamente para transformar las coordenadas y alturas al sistema de re-

ferencia G.P.S. o sea que entregue en su display la información correcta para nuestra zona. Esta sería la alternativa más práctica y sencilla.

2) La otra sería operar con receptores GLONASS obteniendo la información normal del sistema y a los datos así obtenidos introducirlos a una computadora con un programa adecuado para efectuar la transformación, esta forma sería menos simple de operar pero es igualmente válida.

En los últimos años se están fabricando receptores que son capaces de trabajar recibiendo las señales de ambos sistemas a la vez, denominados como G.P.S. – GLONASS por lo tanto disponen de 48 satélites que hacen más eficiente las determinaciones que realizan.

Veamos las características que presenta el sistema GLONASS:

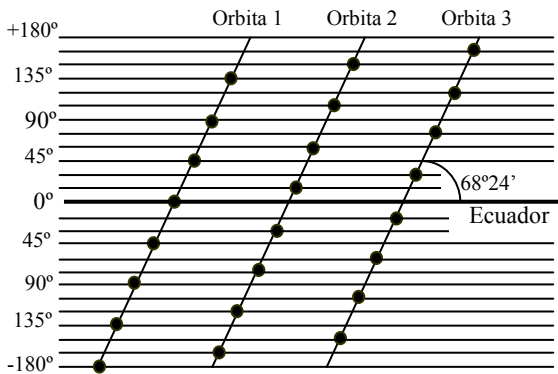
Tenemos tres áreas de funcionamiento.

- a) Área Espacial.
- b) Área de Control.
- c) Área de Usuarios.

### a) AREA ESPACIAL

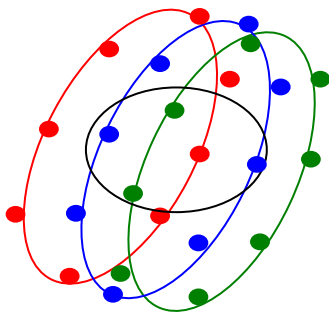
Esta constituida por la constelación de satélites GLONASS, compuesta de 24 unidades que giran alrededor de la tierra en 3 órbitas elípticas cuyo semieje mayor es de 25.510 Km. Cada órbita contiene a 8 satélites y están ubicadas de modo tal que forman un ángulo con el Ecuador de 68°24'. La velocidad de desplazamiento es de 3,95 Km./seg., o sea unos 14.230 Km./Hora, esto les permite dar 2,13 vueltas por día.

**Gráfico de la posición orbital de los satélites.**



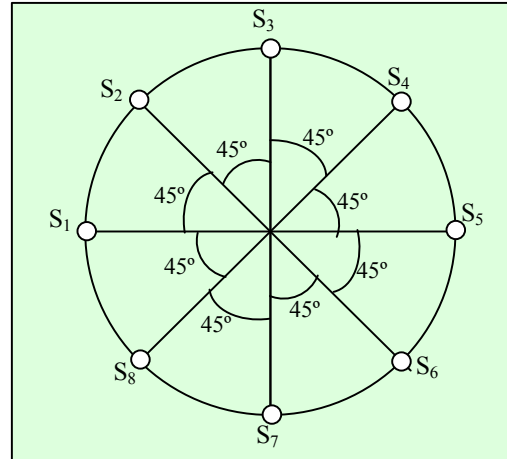
Los satélites de una órbita tienen con respecto a los ubicados en la anterior un desplazamiento de 15° en latitud.

**Constelación de satélites GLONASS.**



Estos satélites empezaron a colocarse en órbita en el año 1982, los cohetes que los transportaban se lanzaron del cosmodromo de Baikonur en Kazajstán.

Los que se encuentran en funcionamiento fueron divididos en 3 grupos, cuyas diferencias consisten en que los del grupo 2 son más avanzados que los del grupo 1 y los del grupo 3 a su vez son más evolucionados que los del 2.



**Ubicación en una órbita.**

**Grupo 1:** Consistió en un conjunto de 10 satélites lanzados entre 1982 y 1985.

**Grupo 2:** Compuesto de 6 satélites colocados entre 1985 y 1986.

**Grupo 3:** Entre los años 1987 y 1988 se lanzaron 12 completando la serie de 28 entre los tres grupos.

Ya se ha fabricado un nuevo modelo denominado “M” que presenta avances con respecto a los anteriores pero aún no se conoce si fueron colocados en órbita.

Pese a que GLONASS funciona en base a tres órbitas es posible observar en cualquier punto del planeta el mínimo necesario de 4 satélites con una elevación mayor a 15° sobre el horizonte y se captarán más cantidad cuando más nos acerquemos al Ecuador.

**b) AREA DE CONTROL**

En forma muy parecida al G.P.S., el GLONASS cuenta con varias bases de monitoreo de los satélites ubicadas en distintas partes del mundo. Esta información es cen-

tralizada en una estación de control que coordina toda la información y la devuelve para su transmisión a los satélites.

Es de hacer notar que estos satélites describen órbitas elípticas y son referenciadas en forma cartesiana geocéntrica y es necesario actualizar permanentemente su posición transmitiendo las efemérides, la sincronización de relojes y todo dato del comportamiento de cada satélite.

### c) AREA DE USUARIOS

El GLONASS tuvo por origen su utilización con fines militares, habilitándose posteriormente para uso civil a partir de la Perestroika.

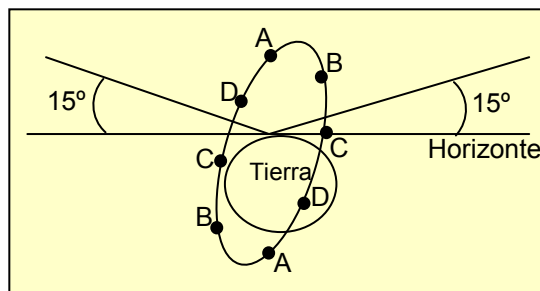
Los usuarios no pueden disponer de la frecuencia P asignada para uso militar.

### SEÑALES GLONASS

Los satélites GLONASS transmiten en dos ondas portadoras  $L_1$  y  $L_2$ , las señales que emiten usan frecuencias de  $5,11 \times 10^6$  MHZ para el código P y 511 MHZ para el C/A.

Las señales se transmiten a 50 bits por segundo, y de esta manera se obtienen 25 canales que son utilizados uno por cada satélite, el restante es auxiliar para efectuar chequeos. Todos los satélites GLONASS transmiten el mismo código, esto establece una diferencia con G.P.S. que transmite en distintos Códigos.

Las frecuencias que utilizan son 12 por consiguiente como los satélites son 24 las frecuencias se repiten en satélites ubicados en posiciones antípodas de modo tal que es casi imposible recibir dos señales iguales al mismo tiempo ya que un satélite estará sobre el horizonte y el otro por debajo.



### ERRORES

Los errores que se producen al trabajar con GLONASS son de las mismas características que pueden afectarnos al operar el sistema G.P.S.

Las posibles fuentes de error en el manejo de GLONASS, son las siguientes:

- Relacionados con los satélites
- Dependientes del receptor.
- Medios atmosféricos.
- Multitrayectoria.
- Estacionamiento de los receptores.
- Dilución de la precisión.

Estos errores ya han sido comentados en G.P.S. por lo que debemos remitirnos a ellos. (Páginas 155 a 157).

### SISTEMA DE REFERENCIA

Como ya hemos dicho el GLONASS es un sistema de posicionamiento global, por consiguiente posee un elipsoide de referencia al cuál se relacionan los datos que se obtienen por medio de los receptores.

El sistema geodésico soviético antes de la era espacial se relacionaba al elipsoide de KRASOVSKY que fue adoptado por el consejo de ministros de la URSS el 7 de Abril de 1946.

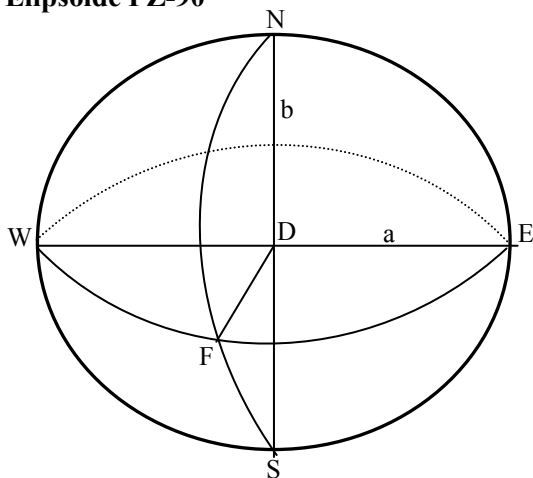
A partir de la implementación del sistema GLONASS fue posible determinar

con la ayuda de los satélites un nuevo elipsoide que recibió el nombre de S.G.S-85 o sea Sistema Geodésico Soviético 1985, que fue utilizado hasta el año 1993 en que fue reemplazado por el que actualmente se utiliza denominado Parametry Zemle-90 (Parámetro de la tierra 1990) mas conocido como PZ-90 que constituye el DATUM compuesto del GLONASS ya que a él se referencia las coordenadas y las alturas que determina el sistema.

Esta elipse modificó muy poco las medidas que tenía el de KRASOVSKY confirmando la exactitud de los cálculos de este científico que en su momento trabajó sin el auxilio de la moderna tecnología satelital, veamos un cuadro comparativo.

Elipsoide	Semieje Polar b (m)	Semieje Ecuatorial a (m)	Achatamiento $\frac{a-b}{a}$
Krasovsky	6.356863,01877	6.378245	1:298,3
Parametry Zemle -90	6.356751,303	6.378.136	1:298,257

**Elipsoide PZ-90**



Semieje Polar  $b = ND = DS$   
 Semieje Ecuatorial  $a = WD = DE = DF$

**Principales características de los sistemas G.P.S. NAVSTAR y GLONASS.**

**Cuadro Comparativo**

G.P.S	Composición de la constelación satelital	GLONASS
26.560 km.	Radio orbital geocéntrico.	25.520 km.
20.190 km.	Altura sobre la tierra.	19.150 km.
6	Cantidad de órbitas.	3
Orbita Ecuador $55^\circ$	Inclinación de los planos orbitales respecto al Ecuador terrestre	Orbita Ecuador $64^\circ 48'$
24	Cantidad total de satélites.	24
W.G.S.84	Datum de referencia	PZ-90
Kepleriana	Efeméride considerada	Cartesiana geocéntrica
Duración 12,5 minutos	Código de navegación	Duración 2,5 minutos
Bits 37.500	C/A	Bits 7,500
UTC (USNO)	Referencia de tiempo.	UTC (SU)
Frecuencia básica del reloj: 10,23 MHZ.	SEÑALES	Frecuencia básica del reloj: 5 MHZ.
Ondas portadoras $L_1 = 1575,42$ MHZ $L_2 = 1227,60$ MHZ		Ondas portadoras $L_1 = 1602-1615,5$ MHZ $L_2 = 1246-1265,5$ MHZ
Código P= 10,23 MHZ.		Código P= 5,11 MHZ.
Código C/A = 1,023 MHZ		Código C/A = 0,511 MHZ
Longitud código - chips C/A 1.023		Longitud código - chips C/A = 511
P= $6.187104 \times 10^{12}$		P= $5,11 \times 10^6$

## DETERMINACIÓN DE DISTANCIAS UTILIZANDO EL RECEPTOR NAVEGADOR GPS

El siguiente análisis, se refiere a la posibilidad de calcular la medida de una línea sobre el terreno, utilizando un receptor GPS del tipo navegador.

Efectuar esta determinación en forma manual es una necesidad bastante habitual en trabajos de campaña cuando, por esa circunstancia, no se cuenta con el apoyo de una PC y el software adecuado.

Cuando medimos una línea recta, lo que hacemos es determinar sobre el terreno su longitud en proyección horizontal, esta trayectoria, dentro de ciertos límites, acompaña al arco de círculo máximo geodésico que va desde un extremo al otro de la medición.

El receptor GPS nos proporciona el valor de las coordenadas geográficas de los puntos extremos de esta línea y con estos datos podemos determinar la longitud de la misma

### Consideraciones previas:

Sabemos que el sistema GPS fue desarrollado e implementado por EE.UU. con fines exclusivamente militares.

El Congreso de la Nación de EE.UU. autorizó al Dpto. de Defensa la apertura para uso civil. De parte de la información proporcionada por el sistema GPS, reservándose un área denominada "Código P", con fines militares, para este propósito se agregaron controles que permiten el uso civil sin poner en riesgo la exclusividad del uso militar que fue el motivo de la implementación del sistema.

De hecho que las señales GPS recibidas por los civiles no tienen la misma exactitud que las militares.

La C/A proporciona una información que permite la determinación de las coordenadas latitud y longitud con cierta indefinición, este error es del tipo aleatorio por lo que el vector que lo representa cambia de dirección e intensidad en cada emisión de las señales, recordemos que estas son emitidas cada segundo en forma simultánea por todos los satélites de la constelación NAVSTAR del sistema.

Este error afectará a la determinación que hagamos con nuestros receptores, por lo que debemos considerar que también incidirá en nuestro cálculo.

### ARCO DE PARALELO

Un plano paralelo al Ecuador, al interceptar la superficie del planeta genera un círculo que recibe el nombre de paralelo geográfico. Este puede ubicarse en todas las latitudes posibles.

El paralelo geográfico de un elipsoide de revolución siempre es un círculo, por esto el cálculo de un arco de paralelo se reduce a la determinación de su radio de curvatura en base a su ángulo central, **este resulta igual a la diferencias de longitudes geográficas de los puntos extremos del arco.**

Calculando las medidas de un arco correspondientes a un paralelo que pasa por el centro de Eldorado – Provincia. de Misiones ubicado en la latitud geográfica de 26°25' se obtienen los siguientes valores:

Para un grado de longitud geográfica **99.756 m.**

Para un minuto	<b>1662,60 m</b>
Para un segundo	<b>27,71 m</b>

## ARCO DE MERIDIANO

Por el eje terrestre pasan infinitos planos, cada uno de ellos recibe el nombre de plano meridiano, estos al cortar la superficie terrestre generan cada uno un círculo máximo llamado meridiano terrestre, la ubicación de los mismos queda definido por su "longitud" geográfica.

Dentro de la Geodesia esferoidal, los meridianos en su totalidad son arcos de elipse, por lo tanto no son circulares, si consideramos un lugar del mismo se lo debe analizar para poder determinar su radio de curvatura en ese sitio.

Para longitudes de un arco de meridiano iguales o menores de 45 km. se considera al mismo como circular, con un radio de la sección meridiana correspondiente al punto medio del arco, siendo el ángulo al centro de la tierra igual a la diferencia de latitudes de los puntos extremos del arco considerado.

Haciendo el cálculo para la zona centro de Eldorado (Provincia de Misiones) correspondiente a una longitud de arco de meridiano igual o menor de 45 km., ubicada en una latitud media de 26° 25', resultan las siguientes medidas.

Para un grado de latitud 110.844 m. de largo.

Para un minuto 1.847,40 m

Para un segundo 30,79 m

Las formulas y métodos aplicados para calcular estas longitudes se expresan mas adelante.

## CALCULO DE LA MEDIDA DE UNA LINEA

De lo analizado previamente, vemos que las medidas inscriptas sobre meridianos y paralelos son arcos de círculo siempre que las consideremos dentro de una longitud máxima de 45 km. Si analizamos

esta longitud en una línea, considerándola como una recta o como formando parte de un arco de círculo, vemos que en el caso de que su trayectoria se desarrolle sobre un meridiano la diferencia total es de 20 cm., y si la consideramos sobre el paralelo del Ecuador será de 22 cm., esto nos demuestra que la influencia de esta diferencia se debe tener en cuenta solo si se ejecuta un trabajo de mucha exactitud, a los efectos del presente no tendremos en cuenta este alargamiento por curvatura y consideramos a las líneas como rectas

## PROCEDIMIENTO

Una vez que tenemos definida la línea a medir, cuyos extremos identificamos como 1 y 2, procedemos a tomar las coordenadas geográficas de ambos puntos utilizando nuestro receptor G.P.S.

Así tendremos definidas LT 1 (latitud de 1) y LG 1 (longitud de 1) y también LT2 Y LG2 del otro punto. En general la línea no se encontrará coincidente con un meridiano o paralelo, lo más corriente será que las coordenadas de sus extremos sean distintas, esto significa que la línea será la hipotenusa de un triángulo recto en el punto de intersección del meridiano con el paralelo.

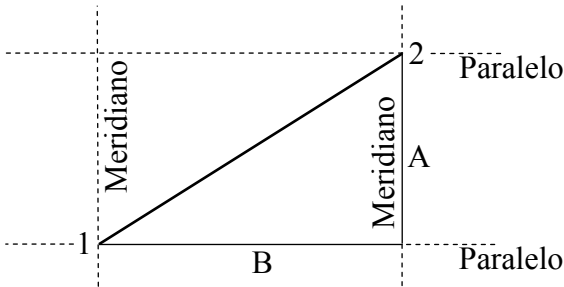
Lo primero que hacemos es restar las LT de 1 y 2 determinando su valor. De la misma manera restamos las LG de ambos.

Estas magnitudes angulares así obtenidas nos van a permitir calcular las medidas de los catetos del triángulo, haciendo:

$$(LT1 - LT2) \times 30,79m = A$$

$$(LG1 - LG2) \times 27,71m = B$$

Se resta el mayor del menor sin considerar su ubicación.



$$1 - 2 = \sqrt{A^2 + B^2}$$

**1 - 2 = será igual a la raíz cuadrada de A al cuadrado más B al cuadrado.**

Esta operación se debe realizar para cada línea, las que en muchos casos pertenecerán a un polígono.

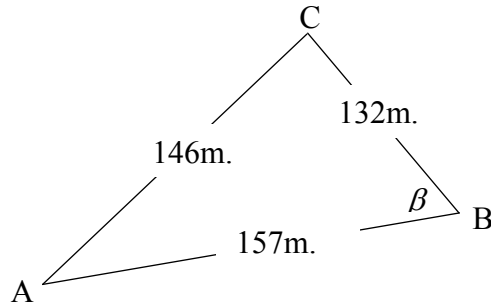
## CALCULO DE LAS COORDENADAS DE UN PUNTO UBICADO BAJO SOMBRA Y SIN POSIBILIDADES DE RECEPCION SATELITAL

Esta situación es bastante habitual, en que uno de los puntos de vértice se encuentra bajo una fuerte cubierta arbórea que impide la recepción de las señales GPS y nuestra necesidad es la de obtener las coordenadas de ese punto.

Lo podremos hacer en forma indirecta apoyándonos en dos puntos auxiliares de los cuales, sí, podemos obtener sus coordenadas.

Supongamos el caso: Ubicamos dos puntos cercanos, colocados en cualquier lugar y obtenemos sus coordenadas con el receptor GPS. A estos puntos los denominamos A y B siendo C al que vamos a calcular sus coordenadas. Teniendo tres pun-

tos no alineados formamos un triángulo, al cuál debemos medir todos sus lados con cinta métrica. Para este ejemplo damos valores de coordenadas a los puntos auxiliares:

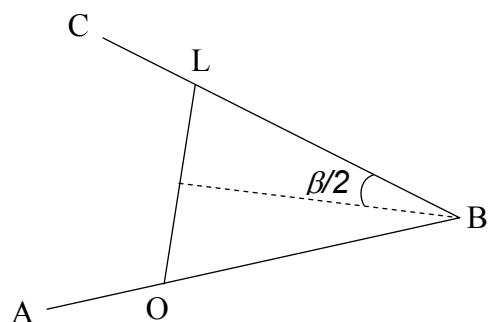


LTA = 27°10'17"
LTB = 27°10'15"
LGA = 54°15'13"
LGB = 54°15'10"

También debemos medir el ángulo β, el que se obtiene de alguna de estas formas:

- a. Midiendo con cinta métrica en el lugar.
- b. Midiéndolo con teodolito.
- c. Calculándolo en base a los tres lados, y aplicando la fórmula de Heron.

Recordemos como medirlo con cinta métrica:





A partir de B, y sobre B-C, tomamos el punto L a 20 m. de distancia. Hacemos lo mismo sobre A-B, marcando el punto O también a 20 m. Se toma la distancia L-O y resolvemos.

$$\text{sen} \frac{\beta}{2} = \frac{LO}{LB}; \text{sen} \frac{\beta}{2} = \frac{LO}{2.LB}$$

Siendo:

$$LO = 19,984m$$

$$2.LB = 2 \times 20,00m = 40,00m$$

tenemos:

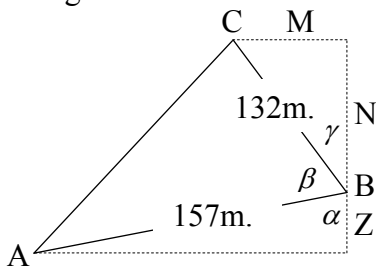
$$\text{sen} \frac{\beta}{2} = \frac{19,984m}{40m} = 0,4996$$

haciendo el cálculo de

$$\frac{\beta}{2} = 29^{\circ}58'24,74'' , \text{ por lo tanto}$$

$$\beta = 59^{\circ}56'49,49''$$

Para poder calcular las coordenadas de C, debemos conocer los valores de M y N del siguiente gráfico



Cálculo de  $\alpha$ :

$$\text{cos} \alpha = \frac{Z}{157m}$$

¿Cuanto vale Z?

$$Z = (LTA - LTB)30,79m / \text{seg} =$$

$$Z = 2'' \times 30,79m / \text{seg} = 61,58m$$

$$\text{cos} \alpha = \frac{61,58m}{157m} = 0,392229$$

$$\Rightarrow \alpha = 66^{\circ}54'24,18''$$

Cálculo de  $\gamma$ :

$$\gamma = 180^{\circ} - \alpha - \beta =$$

$$180^{\circ} - 66^{\circ}54'24,18'' - 59^{\circ}56'49,29'' =$$

$$\gamma = 53^{\circ}08'46''53$$

Conociendo  $\gamma$ , calculamos M y N por el  $\text{sen}$  y el  $\text{cos}$  de  $\gamma$ .

$$N = \text{cos} \gamma \cdot 132m =$$

$$= 0,599774 \times 132m = 79,170m$$

$$M = \text{sen} \gamma \cdot 132m =$$

$$= 0,800169 \times 132m = 105,622m$$

Ahora podemos calcular las coordenadas geográficas de C:

$$LTC = LTB - \frac{79,170m}{30,79m / \text{seg}} =$$

$$= 27^{\circ}10'15'' - 2,57'' = 27^{\circ}10'12,03''$$

$$LGC = LGB + \frac{105,62m}{27,71m / \text{seg}} =$$

$$= 54^{\circ}15'10'' + 3,81'' = 54^{\circ}15'13,81''$$

Las coordenadas geográficas del punto C son:

$$LTC = 27^{\circ}10'12,03''$$

$$LGC = 54^{\circ}15'13,81''$$

## ESTUDIO COMPARATIVO DE MEDICIONES HECHAS CON GPS NAVEGADOR Y REPETIDAS CON GPS DIFERENCIAL

Las presentes comparaciones se refie-

ren a las mediciones efectuadas sobre un polígono de campaña de 5 lados y una superficie de algo más de 130 hectáreas.

La intención de este trabajo es que se puedan apreciar las diferencias netas y las porcentuales, de un mismo trabajo realizado con navegador GPS y otro equipo GPS de operación diferencial.

En los trabajos se utilizaron dos receptores del tipo navegador, uno marca Garmin eMap y otro Garmin eTrex, que fueron utilizados simultáneamente en todos los casos. El equipo receptor de funcionamiento diferencial utilizado fue un TOPCON GP-SX1 L1 / CA, de frecuencia simple, cuya exactitud (Acuracy) es de 10 mm + 1 ppm (1 parte por millón). La estación fija de este instrumento se encontraba relacionada por trabajos anteriores al punto fijo del Sistema POSGAR 94 (Posiciones Geodésicas Argentinas) ubicado en IRIGOYEN, Misiones cuyo código es NPGU y sus coordenadas son: Latitud 26° 14' 53, ''0123, Longitud 53° 38' 41, ''1884 y su altura 830,222 m, sobre el nivel del W.G.S.84 que es el elipsoide de referencia del sistema GPS. Este relacionamiento es fundamental para el correcto funcionamiento de un equipo GPS diferencial.

### MEDIDAS LINEALES

De las determinaciones efectuadas se pudo verificar que en cada punto tomado los valores de coordenadas obtenidos por el receptor del DGPS. y por el receptor GPS navegador, diferían en menos de 50 milésimas de segundo. Esto se repitió, con ligeras variantes en todos los puntos, por lo que podemos asegurar que la calidad de recepción de los equipos es muy parecida ya que funcionaron en la misma situación de medios atmosféricos, de disponibilidad de satélites, de ubicación del receptor y dilución de la precisión (DOP) ya que se operaron en forma simultánea. De esto podemos apreciar que el mejor resultado final del DGPS depende del procesamiento diferencial que aplican estos equipos, ya que cuentan con el "anclaje" a una base de coordenadas conocidas y la simultaneidad de recepción en dos equipos ubicados a cierta distancia que trabajan en forma coordinada.

En el caso del DGPS los resultados de medidas lineales y de superficie se obtuvieron por medio computado y por aplicación de su propio programa.

En el procesamiento de los datos levantados con GPS Navegador, se aplicó el criterio de la determinación de las medidas

PUNTOS	GPS Navegador	DGPS	Diferencia en Metros	%	OBS.
W0 – W2	320,2228	318,5147	1,7081	0,53	TRIANG. 1
W2 – W6	1212,7870	1211,3735	1,4135	0,12	“
W0 – W6	1239,0733	1240,4780	1,4047	- 0,11	“
W0 – W6	1239,0733	1240,4780	1,4047	- 0,11	TRIANG. 2
W0 – W17	1571,1674	1573,2982	2,0408	-0,12	“
W6 – W17	724,0129	723,4670	0,5459	0,07	“
W0 – W17	1571,1674	1573,2082	2,0408	-0,12	TRIANG. 3
W0-W1	1580,7290	1580,5069	0,2221	0,01	“
W1-W17	965,1255	973,3423	2,2168	0,22	“

lineales de los lados del polígono dividiéndolo en triángulos los que fueron resueltos en forma individual.

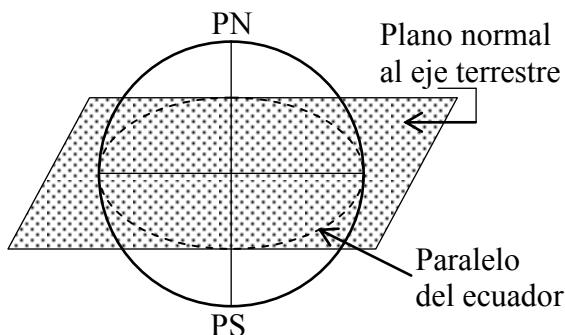
Se aplicó el método de calcular las diferencias de coordenadas entre los vértices del polígono considerando que para cada segundo de arco de meridiano corresponde un valor de 30.79 m y para cada segundo de arco de paralelo 27,72 m, estas medidas fueron calculadas para el sector de ubicación del polígono. Se debe tener en cuenta que estos valores se mantienen dentro de un radio de 50 Km a la redonda.

Es de hacer notar que rara vez se produce la coincidencia de trayectoria de un lado de un polígono con la de un meridiano o un paralelo, por lo que se utilizó el teorema de Pitágoras como solución ya que los arcos de meridianos y paralelos se cortan en forma ortogonal conformando juntamente con la línea considerada un triángulo esférico.

## CALCULO DE LA LONGITUD DE UN ARCO PARALELO

### Definición:

Si colocamos en un plano perpendicular al eje terrestre, al cortar la superficie del planeta definirá un círculo que tendrá su mayor tamaño cuando se encuentra en el ecuador.



Si a este plano lo desplazamos hacia el PN o el PS, los círculos que irá definiendo serán cada vez más pequeños en función de la latitud de su ubicación, tomando su mínima expresión en el polo cuando su latitud vale  $90^\circ$ , en ese caso será un plano tangente a la tierra y el círculo solo será un punto.

De lo expuesto vemos que el radio de curvatura de este círculo paralelo está en función directa con la latitud de su ubicación.

Para calcular la medida del arco de circunferencia en base a su ángulo central, que, es igual a la diferencia de longitudes geográficas de sus puntos extremos y al radio de curvatura del círculo para esa latitud.

El radio de curvatura viene dado por la fórmula:

$$R = \frac{a \cdot \cos \beta}{\sqrt{1 - e^2 \cdot \sin^2 \beta}} =$$

siendo:

$a$  = medida del semieje mayor correspondiente al elipsoide W.G.S. 84 = 6.378.137m

$\beta$  = latitud del lugar en que se ubica el paralelo.

$$e^2 = \frac{6.378.137^2 - 6.356.752,314^2}{6.378.137^2} =$$

$$e^2 = 0,006694438$$

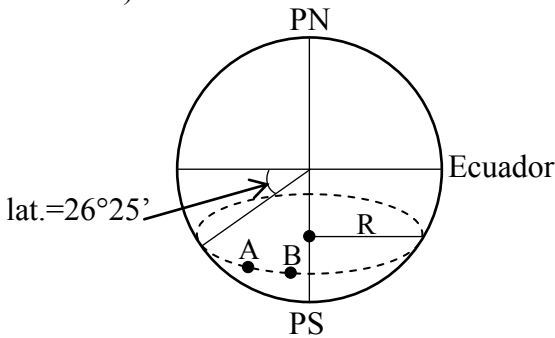
Supongamos un ejemplo, y lo resolvemos:

Se trata de calcular la medida del arco de paralelo entre 2 puntos A y B:

$$\text{long A} = 54^\circ 30' 40''$$

$$\text{long B} = 54^\circ 16' 20''$$

latitud del Paralelo 26°25' (corresponde al centro de la Ciudad de Eldorado – Misiones)



Aplicamos la fórmula y reemplazando por sus valores:

$$R = \frac{a \cdot \cos \beta}{\sqrt{1 - e^2 \cdot \text{sen}^2 \beta}}$$

$$R = \frac{6.378.137m \cdot \cos 26^\circ 25'}{\sqrt{1 - 0,00669438 \cdot \text{sen}^2 26^\circ 25'}}$$

$$R = \frac{6.378.137m \cdot 0,895582383}{\sqrt{1 - 0,00669438 \times 0,197932194}}$$

$$R = \frac{5.712.147,135m.}{\sqrt{0,998674966}}$$

$$= \frac{5.712.147,135m}{0,999337263}$$

$$= 5.715.935,29m$$

Una vez calculado el radio de curvatura del paralelo para esa latitud podemos definir la longitud del arco existente entre A y B.

Cálculo del ángulo central:

$$= \text{long A} - \text{long B}$$

$$= 54^\circ 30' 40'' - 54^\circ 16' 20'' = 14' 20''$$

A este ángulo lo expresaremos en segundos:

$$14' \times 60'' = 840''$$

$$20'' = \underline{20''}$$

$$\text{Total} = 860''$$

Calculamos la medida de la circunferencia total del paralelo:

$$= 2\pi \cdot R$$

$$= 6,283185307 \times 5.715.935,29m$$

$$= 35.914.280,63m$$

Procederemos a determinar cuantos metros corresponden para cada segundo de longitud:

$$360^\circ \quad \underline{\quad} \quad 35.914.280,63m$$

$$1'' \quad \underline{\quad} \quad x$$

o sea:

$$1.296.000'' \quad \underline{\quad} \quad 35.914.280,63$$

$$1'' \quad \underline{\quad} \quad \mathbf{27,7116m/seg.}$$

La distancia entre A-B será:

$$= 860'' \times \mathbf{27,7116m/seg.}$$

$$= 23.831,9760m$$

### MEDIDA CORRESPONDIENTE A 1 SEGUNDO PARA DISTINTAS LATITUDES

Para latitud de 20°:

$$R = \frac{a \cdot \cos 20^\circ}{\sqrt{1 - e^2 \cdot \text{sen}^2 20^\circ}}$$

$$= \frac{6.378.137m \cdot 0,939692}{\sqrt{1 - 0,00669438 \times 0,116977}}$$

$$= \frac{5.993.484,314m}{\sqrt{0,999216906}}$$

$$= \frac{5.993.484,314m}{0,999608376}$$

$$R = 5.995.832,423m$$

Perímetro:

$$=2\pi.R=37.672.926,19m$$

$$1 \text{ giro} = 1.296.000seg$$

Para 1'':

$$= \frac{37.672.926,19m}{1.296.000seg} = \mathbf{29,0686m}$$

**Para latitud de 25°:**

$$R = \frac{a \cdot \cos 25^\circ}{\sqrt{1 - e^2 \cdot \text{sen}^2 25^\circ}} =$$

$$= \frac{6.378.137m \cdot 0,906307}{\sqrt{1 - 0,00669438 \times 0,178606}} =$$

$$= \frac{5.780.550,21m}{\sqrt{0,99880434}} =$$

$$= \frac{5.780.550,21m}{0,999401991}$$

$$R = 5.784.009,098m$$

Perímetro:

$$=2\pi.R = 36.342.000,98m$$

Para 1'':

$$= \frac{36.342.000,98m}{1.296.000seg} = \mathbf{28,0416m}$$

**Para latitud de 30°:**

$$R = \frac{a \cdot \cos 30^\circ}{\sqrt{1 - e^2 \cdot \text{sen}^2 30^\circ}} =$$

$$= \frac{6.378.137m \cdot 0,866025}{\sqrt{1 - 0,00669438 \times 0,25}} =$$

$$= \frac{5.523.626,095m}{\sqrt{0,99832640}} =$$

$$= \frac{5.523.626,095m}{0,999162849}$$

$$R = 5.528.254,075m$$

$$\text{Perímetro: } 2\pi.R = 34.735.044,78m$$

Para 1'':

$$= \frac{34.735.044,78m}{1.296.000seg} = \mathbf{26,8017m}$$

**Para latitud de 35°:**

$$R = \frac{a \cdot \cos 35^\circ}{\sqrt{1 - e^2 \cdot \text{sen}^2 35^\circ}} =$$

$$= \frac{6.378.137m \cdot 0,819152}{\sqrt{1 - 0,00669438 \times 0,328989}} =$$

$$= \frac{5.224.663,68m}{\sqrt{0,997797616}} =$$

$$= \frac{5.224.663,68m}{0,99889820}$$

$$R = 5.230.426,564m$$

Perímetro:

$$=2\pi.R = 32.863.739,34m$$

Para 1'':

$$= \frac{32.863.739,34m}{1.296.000seg} = \mathbf{25,3578m}$$

**Para latitud de 40°:**

$$R = \frac{a \cdot \cos 40^\circ}{\sqrt{1 - e^2 \cdot \text{sen}^2 40^\circ}} =$$

$$= \frac{6.378.137m \cdot 0,766044}{\sqrt{1 - 0,00669438 \times 0,413175}} =$$

$$= \frac{4.885.933,58m}{\sqrt{0,997234}}$$

$$= \frac{4.885.933,58m}{0.99861604} =$$

$$R = 4.892.704,78m$$

Perímetro:

$$= 2\pi.R = 30.741.770,79m$$

Para 1'':

$$= \frac{30.741.770,79m}{1.296.000seg} = 23,7205m$$

**Para latitud de 45°:**

$$R = \frac{a \cdot \cos 45^\circ}{\sqrt{1 - e^2 \cdot \text{sen}^2 45^\circ}} =$$

$$= \frac{6.378.137m \cdot 0,707106}{\sqrt{1 - 0,00669438 \times 0,5}} =$$

$$= \frac{4.510.018,942m}{\sqrt{0,996652}} =$$

$$= \frac{4.510.018,942m}{0.998324596} =$$

$$R = 4.517.587,73m$$

Perímetro:

$$= 2\pi.R = 28.384.840,83m$$

Para 1'':

$$= \frac{28.384.840,83m}{1.296.000seg} = 21,9018m$$

en cada caso se deberá calcular la medida del arco correspondiente a 1'' de acuerdo a la latitud del lugar donde se ejecuta la medición:

## MEDIDAS DE ARCO DE PARALELO PARA DISTINTAS LATITUDES EXPRESADAS EN METROS

Lat.	Para 1°	Para 1'	Para 1''
20°	104.646,96	1.744,116	29,0686
25°	100.949,76	1.682,496	28,0416
30°	96.486,12	1.608,102	26,8017
35°	91.288,08	1.521,468	25,3578
40°	85.393,80	1.423,230	23,7205
45°	78.846,48	1.314,108	21,9018
50°	71.695,80	1.194,930	19,9155
55°	63.993,96	1.066,566	17,7761
60°	55.800,00	930,000	15,5000
65°	47.175,48	786,258	13,1043
70°	38.186,28	636,438	10,6073

## CALCULO DE LA LONGITUD DE UN ARCO DE MERIDIANO

La determinación de la longitud de un arco meridiano puede ser hecha si conocemos las coordenadas geográficas de sus puntos extremos.

Recordemos que el Sistema G.P.S. nos proporciona, una vez puesto en funcionamiento el receptor, la información segundo a segundo, los siguientes datos:

1. Cuales son sus coordenadas geográficas en ese momento, a la que también llamamos "su posición".
2. Que hora es en ese momento.
3. Que velocidad y dirección lleva el receptor si estuviera en movimiento.

A partir de estos datos se pueden calcular todas las demás definiciones que podemos obtener, como ser: distancias entre puntos, cálculo de polígonos, trayectorias, etc.

El Sistema G.P.S. utiliza el elipsoide WGS 84 como referencia, por consiguiente los meridianos terrestres son todas elipses.

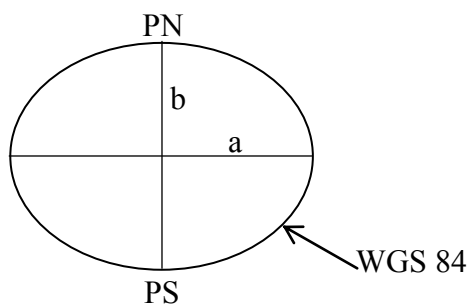
El error que surge de considerar al meridiano como si fuera un arco de círculo y no como un arco de elipse será menor o mayor según sea la longitud del arco considerado.

Para distancias menores a 45 km. al factor de corrección será menor a 1mm. En consecuencia, en determinaciones sobre arcos menores a esa medida, podemos considerar al mismo como circular, con un ángulo central igual a las diferencias de latitudes de los puntos extremos, y con un radio de la sección meridiana que corresponde a la latitud media del arco.

Esta circunstancia hace que por la forma Elipsoidal de la tierra, las medidas de los Meridianos y Paralelos resultan distintas a medida que nos vayamos desplazando.

Analicemos el WGS 84:

Recordemos que la forma de un meridiano completo es una elipse de radio ecuatorial “a” y radio polar “b”.



para el WGS 84:  $a = 6.378,137m$   
 $b = 6.356.752,314m$

Nuestro objetivo es determinar cuanto mide 1 segundo de arco de latitud, medido sobre el meridiano.

Cuando se trata de calcular la longitud de un arco entre dos puntos extremos de meridiano que llamamos A y B, es necesario disponer de los siguientes datos:

- Latitud de A = LA
- Latitud de B = LB
- a=Radio de curvatura ecuatorial del elipsoide WGS 84 igual a: 6.378.137m
- e<sup>2</sup>=0,00669438
- lat.m=latitud media entre A y B
- Radio medio de curvatura del meridiano = Rm
- Latitud promedio entre A y B =  $\frac{LA + LB}{2} = LmAB$
- Las LA y LB se obtienen directamente con el receptor G.P.S.
- El radio medio de curvatura Rm se calcula en base a la siguiente fórmula:

$$Rm = \frac{a(1 - e^2)}{(1 - e^2 \cdot \text{sen}^2 \text{lat.m})^{3/2}}$$

### LONGITUDES DE ARCO DE MERIDIANO EN METROS, PARA DISTINTAS LATITUDES

Lat.	Para 1°	Para 1'	Para 1''
0°	110.576,16	1.842,94	30,7156
6°	110.631,96	1.843,86	30,7311
12°	110.687,76	1.844,79	30,7466
18°	110.743,20	1.845,72	30,7620
24°	110.799,00	1.846,65	30,7775
30°	110.854,44	1.847,57	30,7929
36°	110.966,40	1.849,44	30,8240
42°	111.078,36	1.851,31	30,8551
48°	111.190,32	1.853,17	30,8862
54°	111.302,28	1.855,04	30,9173
60°	111.414,24	1.856,90	30,9484
66°	111.470,40	1.857,84	30,9640
72°	111.526,92	1.858,78	30,9797
78°	111.583,08	1.859,72	30,9953
84°	111.639,60	1.860,66	31,0110
90°	111.695,76	1.861,60	31,0266

Para latitudes que no figuran en la tabla, se deberá interpolar calculando la medida para 1 segundo de esa nueva latitud.

## ANÁLISIS DE LA DETERMINACION DE LAS COORDENADAS DE UN PUNTO

Cuando se desea conocer las coordenadas de un punto cualquiera, ubicado en un lugar del planeta, lo que hacemos es colocar allí un receptor G.P.S. Lo que determina el aparato es la distancia (seudodistancia), desde el receptor hasta cada uno de los satélites que capta. Con este dato y los mensajes de Navegación, el receptor en base a su propia programación calculará las coordenadas de su posición.

Otro dato con que cuenta el receptor es la posición de cada S.V. (satélite) o sea, las coordenadas de los mismos.

Los S.V. de la constelación NAVSTAR, propia del sistema G.P.S., emiten sus señales en forma simultánea, una vez cada segundo.

Por consiguiente el receptor G.P.S. cuenta en un instante "t" de los siguientes datos:

- Distancia entre el receptor y cada uno de los satélites que capta en ese momento.
- Los mensajes de navegación que incluyen: Las coordenadas de cada uno de los satélites, los datos orbitales de los satélites definidos como efemérides Keplerianas, la hora de emisión de las señales, datos sobre correcciones ionosféricas e información sobre el estado de los satélites. Con estos datos puede calcular sus propias coordenadas.

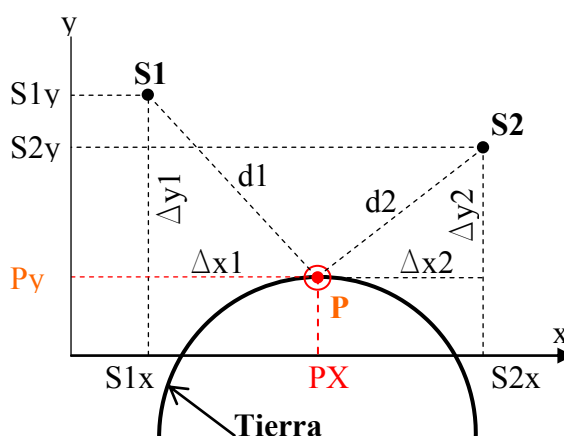
Analicemos como se efectúa este cálculo.

Tenemos el receptor ubicado sobre un punto P, y en un instante "t" captando las señales de 2 S.V.

Veremos que con 2 satélites podríamos calcular las coordenadas en 2 dimensiones, latitud y longitud.

Ubiquemos el análisis sobre un sistema de coordenadas ortogonales planas en el que el eje de las Y se encuentra ubicado en la dirección norte-sur.

Las coordenadas del punto P serán  $P_x$  y  $P_y$ , y los satélites se indican como S1 y S2. En el gráfico siguiente se expresa la situación general planteada.



Calculamos el Valor de:

$$\Delta x1 = Px - S1x$$

$$\Delta y1 = S1y - Py$$

$$\Delta x2 = S2x - Px$$

$$\Delta y2 = S2y - Py$$

Notamos que las incógnitas son  $P_x$  y  $P_y$ .

Resolviendo el triángulo  $\Delta y1$ ;  $\Delta x1$  y  $d1$  y el triángulo  $\Delta y2$ ;  $\Delta x2$  y  $d2$ , por Pitágoras tenemos:

$$d1^2 = \Delta x1^2 + \Delta y1^2$$



$$d^2 = \Delta x^2 + \Delta y^2$$

despejando:  $\Delta x^2$  y  $\Delta y^2$

$$\Delta x^2 = d^2 - \Delta y^2$$

$$\Delta y^2 = d^2 - \Delta x^2$$

$$\Delta x^2 = d^2 - \Delta y^2$$

$$\Delta y^2 = d^2 - \Delta x^2$$

$$Px = \Delta x + S1x$$

$$Py = S1y - \Delta y$$

Reemplazando:  $\Delta x$  y  $\Delta y$

$$Px = (d^2 - \Delta y^2)^{1/2} + S1x$$

$$Py = S1y - (d^2 - \Delta x^2)^{1/2}$$

y también:

$$Px = S2x - \Delta x$$

$$Py = S2y - \Delta y, \text{ de donde:}$$

$$Px = S2x - (d^2 - \Delta y^2)^{1/2}$$

$$Py = S2y - (d^2 - \Delta x^2)^{1/2}$$

Estas expresiones resuelven el Sistema y se encuentran los valores de  $Px$  y  $Py$ .

Esta solución se podrá lograr solo si:  $S1$ ;  $S2$  y  $P$  no se encuentran alineados.

Por lo expuesto, para una determinación en dos dimensiones (2D), serán necesarios 2 satélites y por consiguiente para poder determinar también la coordenada  $z$  o altura se deben captar 3 satélites. En realidad en cada caso es necesario contar con un satélite más porque surge una incógnita más debido a la falta de sincroni-

zación perfecta del tiempo, debido a la diferencia de los tipos de relojes del receptor y los satélites. El receptor GPS tiene incorporado un reloj de cuarzo y los satélites utilizan relojes de funcionamiento atómico que les dan una exactitud de un nanosegundo, por este motivo se origina una variación en la sincronización de los relojes.

Por lo analizado, es recomendable, que para operar el receptor se lo haga captando un mínimo de 4 satélites.

Cuando la captación es de mayor cantidad de S.V., esta redundancia beneficia el cálculo, en función directa a cuantos más se logran captar.

**CAPITULO 4**

**POSICIONES  
GEODESICAS  
ARGENTINAS 94**

**POSGAR 94**

# INTRODUCCION

## SISTEMAS DE REFERENCIA

Los sistemas de referencia geodésicos son diseñados e implementados por los distintos países con la intención de que sirva de apoyo geodésico a su territorio permitiendo ubicar correctamente a puntos sobre esa área. Es decir que se trata de un sistema que permite por medios matemáticos asignar valores de coordenadas a cualquier lugar ubicado sobre el terreno.

Para obtener esa ubicación, es necesario relacionarlos con alguna forma de referencia que permita definir sus coordenadas geográficas y su altura respecto de la misma.

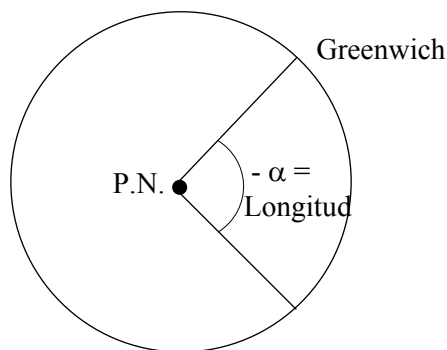
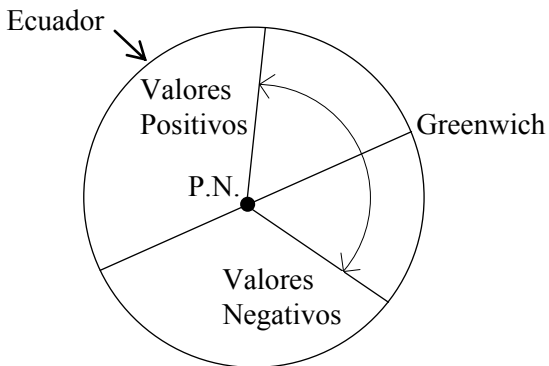
## COORDENADAS GEOGRAFICAS

Los conceptos de latitud y longitud fueron definidos en 1885 por 25 países que adoptaron un criterio para su determinación el que posteriormente fue aceptado por el resto del mundo, por consiguiente todo sistema de referencia debe permitir realizar los cálculos de modo tal que mantengan sin modificaciones ese concepto.

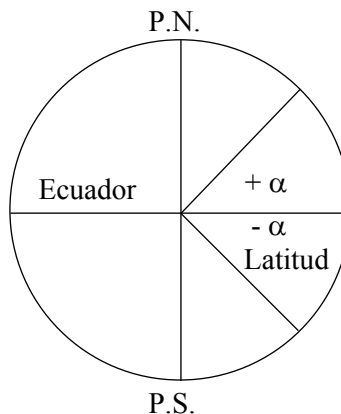
El criterio adoptado fue, que la latitud y la longitud se expresen por medio de valores angulares que definan las posiciones exactas de un meridiano y de un paralelo cuya intersección es el punto que determinan esas coordenadas.

El valor angular de la longitud es la que indica donde está ubicado un meridiano, y tiene como referencia de arranque el plano meridiano que pasa por el observatorio de Greenwich, desde allí se miden las longitudes, que hacia el este toman va-

lores positivos y hacia el oeste son negativos por lo tanto ninguno podrá asumir un valor absoluto mayor de 180°.

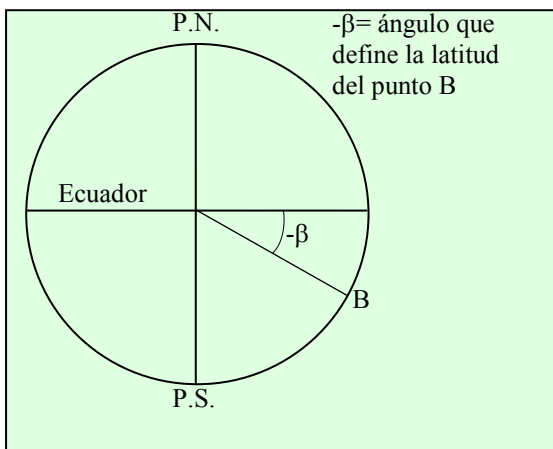


Los valores angulares que definen la latitud de un punto se miden a partir del plano del Ecuador, si está ubicado en el hemisferio norte serán positivos y hacia el hemisferio sur negativos.



Los valores angulares se desarrollan a partir de 0° y no pueden superar los 90°, ya que con este valor nos ubicamos en uno de los polos.

En el gráfico siguiente vemos un punto ubicado en el hemisferio sur con la indicación de su latitud.



Si se conocen los valores de latitud y longitud de un punto se tendrá su posición y por lo tanto se lo podrá comparar con otros definidos de la misma forma.

Las coordenadas así definidas reciben el nombre de " Geográficas".

**ELIPSOIDE**

La tierra no es perfectamente esférica ya que su forma es algo aplastada en los polos, y su forma geométrica no tiene una expresión matemática que lo represente por ser irregular, por este motivo se adopta un Elipsoide de Revolución que es la superficie matemática que más se aproxima a la forma del geoide.

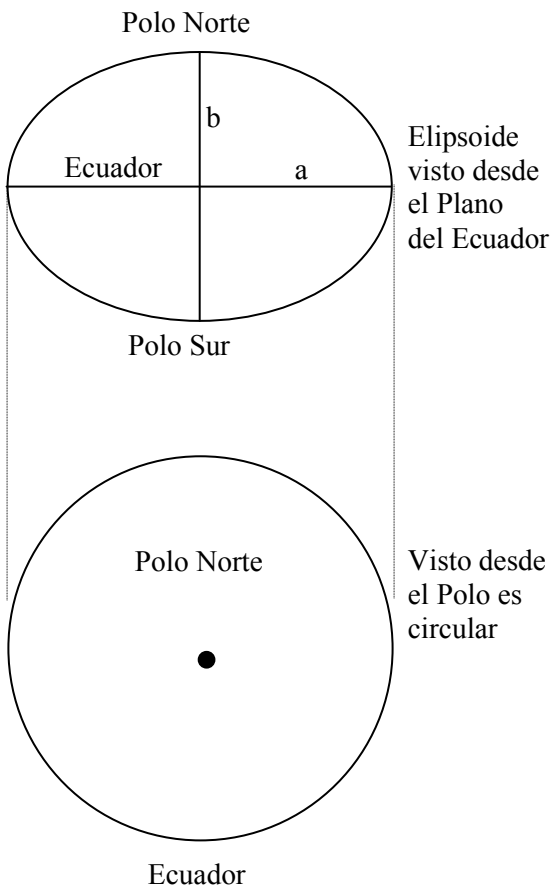
Este elipsoide tiene ubicado su centro de gravedad coincidente con el del geoide y su plano ecuatorial también coincidente con el ecuador terrestre haciendo mínimas la suma de los cuadrados de las desviaciones de la altura entre el elipsoide y el geoide, también son coincidentes el eje de rotación terrestre con el eje polar del elipsoi-

de. Ambos tienen una discrepancia de altura en la superficie de un máximo de 150 metros en más o en menos, ya que las medidas asignadas al elipsoide han sido calculadas de modo tal que hacen posible esta situación. En este caso recibe la denominación de elipsoide internacional o global porque es uno solo para todo el planeta

Un elipsoide queda definido cuando de él conocemos las medidas de su semieje mayor y su relación de aplastamiento:

a = Semieje mayor  
 b = Semieje menor

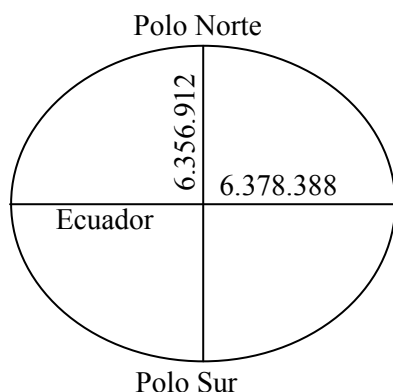
$$A = \frac{a - b}{a}$$



En el año 1.924 la Asociación Internacional de Geodesia A.I.G., organización que nuclea a todos los países y tiene su se-

de en Francia, adoptó el elipsoide propuesto por HAYFORD y se lo llamo “Elipsoide Internacional” y fue el que se utilizo en nuestro país hasta el año 1994 en que se implemento el sistema de referencia actual llamado POSGAR 94. Elipsoide Hayford tenía las siguientes medidas: Semieje mayor = 6.378.388 km. y Semieje menor = 6.356.912 km.

$$\text{Aplanamiento} = \frac{a - b}{a} = \frac{1}{297}$$



Existen también elipsoides locales a los que se los denomina como de “referencia” y sirven para ser utilizados por un país dado o una región determinada los que tienen ciertas diferencias con el elipsoide general de la tierra en cuanto a su ubicación con respecto al geoide.

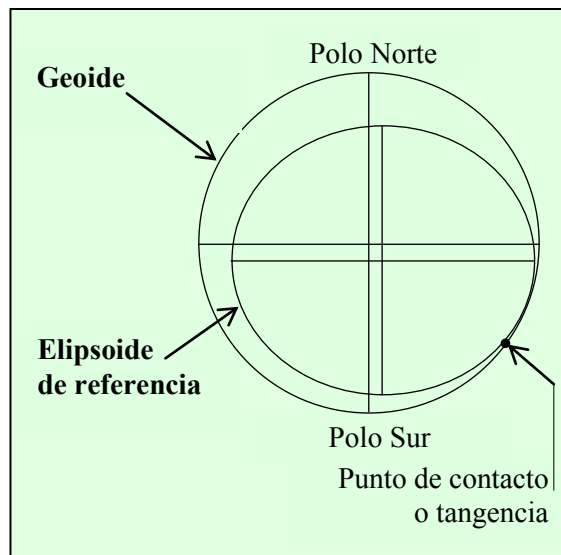
- a) El centro del elipsoide de referencia no coincide con el centro del Geoide.
- b) No hace mínimo el cuadrado de las desviaciones entre ambos.

Los planos del Ecuador de ambos elipses no coinciden sino que se ubican paralelos entre si, lo mismo ocurre con el eje menor que no coincide con el eje de rotación de la tierra.

Por lo antes expuesto se verifica que un elipsoide local o de referencia le con-

viene solo a una parte reducida de la tierra o región.

### ELIPSOIDE DE REFERENCIA



### GEOIDE

El Geoide es la superficie irregular que representa a la forma del planeta según el campo equipotencial del campo gravífico terrestre y es la que mejor se ajusta al nivel medio del mar.

A esta forma el científico Listing la denominó como Geoide, no existe ninguna expresión matemática que represente al Geoide en toda su extensión, es una superficie de nivel es decir que en todos sus puntos es perpendicular a la atracción de la gravedad terrestre o sea a la vertical del lugar, por este motivo coincide con la superficie media de los mares, a la que se la supone prolongada por debajo de los continentes

Si bien la forma del geoide no es un elipsoide de revolución, se le acerca mucho, esta característica dio origen a la defi-

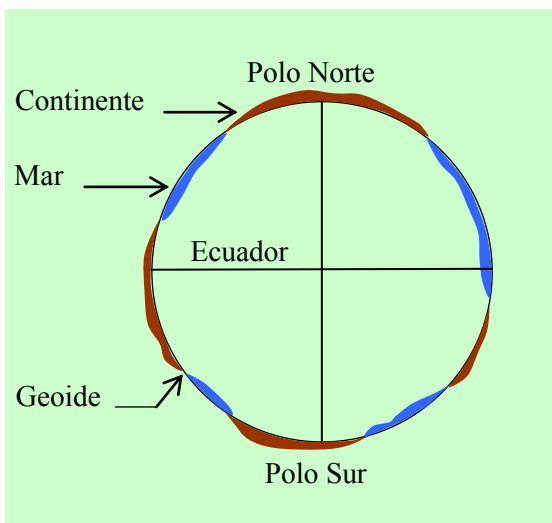
nición del elipsoide como forma alternativa de la tierra.

Observamos que tenemos tres superficies a considerar, una física que es sobre la que desarrollamos nuestra vida habitual y realizamos las mediciones lineales, angulares, gravimétricas etc. , en algunas regiones es bastante plana y en otras muy onduladas como en las zonas montañosas, otra mecánica que es el geode que determina la posición de nuestros aparatos e instrumentos, y que es considerada como la verdadera forma de la tierra, y la tercera el elipsoide que es una superficie matemática sobre el cual se calculan las coordenadas geográficas y a él se referencian las alturas.

### GEODESIA

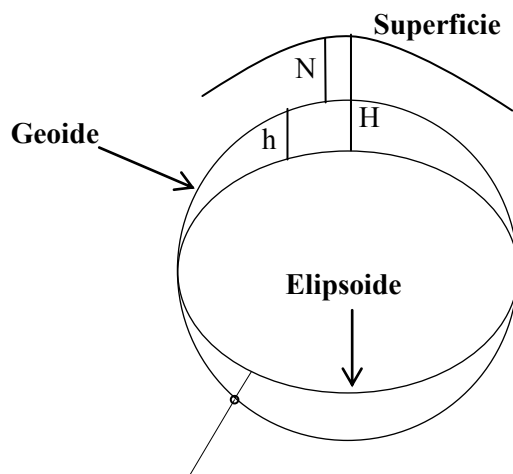
Es el estudio de la verdadera forma de la tierra y su campo gravitacional exterior. Por verdadera forma del planeta se entiende a la superficie física de la tierra.

La Geodesia, tiene como objetivo práctico la ubicación, medición y materialización de puntos definidos sobre la superficie de la tierra que sirven de referencia y apoyo a todo trabajo Cartográfico, Topográfico, fotogramétrico Catastral, etc.



Se entiende como ondulación del Geoide a la distancia vertical que existe entre el geoide y el elipsoide en un punto cualquiera de la tierra.

La verdadera forma de la tierra se obtiene al determinar las magnitudes que caracterizan las desviaciones de su superficie con respecto a la establecida para el elipsoide, a estas magnitudes se las denomina "ondulación del geoide".



$$N = H - h$$

### DATUMS

Cuando nos referimos a algún Datum geodésico lo que estamos haciendo es citar el sistema de referencia que utilizamos para el estudio descriptivo de la forma y tamaño de la tierra.

El Elipsoide y el Geoide son los datums más importantes.

A lo largo de la historia, el hombre utilizó numerosos Datums en su afán de establecer la verdadera forma de la tierra y poder así desarrollar la cartografía de su país o región. Por este motivo cuando hablamos de coordenadas de puntos sobre el

planeta se debe definir a que datum están referidas.

Existen datums de tres tipos:

- 1) Los datums horizontales.
- 2) Datums verticales.
- 3) Datums compuestos.

Veremos de qué tratan cada uno de ellos.

### Datum horizontal

Está definido por un elipsoide que sirve como sistema de referencia para determinar las coordenadas geográficas de Latitud y Longitud.

El uso de un elipsoide permite que sobre él se realicen análisis matemáticos ya que se trata de una superficie regular y cuenta con una expresión que lo representa.

Se utilizan dos tipos de datums horizontales.

- 1) Elipsodico global.
- 2) Elipsodico local.

El datum es global cuando se usa un elipsoide que es general y único para todo el planeta, por lo tanto es geocéntrico y coincide su eje ecuatorial con el de la tierra, y del cual se conocen sus medidas y su relación de aplanamiento.

El datum local es de utilidad regional y tiene un punto de amarre o de contacto con la superficie terrestre. Este es el sistema que se utilizó en Inchauspe 69,

En este caso se deben tener en cuenta los parámetros  $A_x$ ,  $A_y$ , y  $A_z$  que son los componentes del vector alejamiento del geocentro en el caso de inchauspe 69 los mismos son los siguientes:

$$\begin{aligned} A_x &= -148 \text{ m} \\ A_y &= +136 \text{ m} \\ A_z &= +90 \text{ m} \end{aligned}$$

También se consideran las coordenadas del punto de amarre, y los ángulos de rotación si existieran y su factor de escala.

Todos estos datos son necesarios para poder efectuar una transformación de un sistema a otro.

### Datum vertical

Es el que toma como sistema de referencia al Geoide que es la figura que representa al campo equipotencial gravífico terrestre.

Su figura así definida coincide con el nivel medio del mar y su proyección por debajo de los continentes constituye así un plano de comparación para indicar las alturas ortométricas. Esta altura se mide a lo largo de la trayectoria de la vertical del punto ubicado sobre la superficie del planeta y es la medida existente entre dicho punto y el plano de referencia (nivel medio del mar), en nuestro país es conocido como la altitud del lugar.

### Datum compuesto

Es el que queda definido por un elipsoide y el geoide en forma asociada, en cada caso se debe mencionar de qué elipsoide se trata para tener en cuenta sus medidas, se podrán obtener así puntos definidos sobre la superficie terrestre por su latitud, longitud y altura ortométrica.

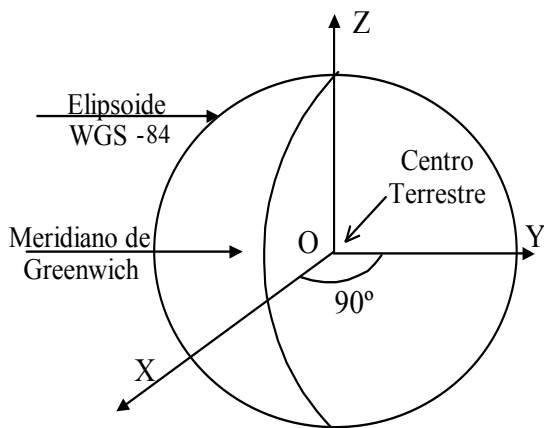
Se puede dar el caso en que se usa un elipsoide como datum único entonces las alturas no serán ortométricas sino elipsoidicas.

Este es el datum que utiliza el Sistema Posicionador General G.P.S. cuyo datum único es el elipsoide **W.G.S. 84** (World Geodetic System 84) que constituye un sistema de referencia del tipo General.

## Sistema de Referencia Geodésico Global

Un sistema global es aquél que cubre a todo el planeta con un sistema de referencia cartesiana en base a tres ejes ortogonales que generan valores de coordenadas rectangulares para cada lugar ubicado sobre la superficie de la tierra, el punto de aplicación de estos ejes es el centro de la tierra, por lo cual también se lo llama “**Sistema Geocéntrico**”.

El eje **Z** es coincidente con el eje de rotación terrestre, el eje **X** se encuentra en el plano del ecuador y pasa por el meridiano de Greenwich, el eje **Y** es coplanar con **X** y se encuentra a 90° de este.



El elipsoide utilizado es el W.G.S.84 (Sistema Geodésico Mundial 84) el que fue adoptado como sistema de referencia del **Sistema de Posicionamiento Global** conocido por su sigla G.P.S.

Las medidas del W.G.S.84 son: Semi-eje Mayor 6.378.137 km.  
Semi-eje Menor 6.356.752,314 km.

Relación de Aplanamiento

$$= \frac{a - b}{a} = \frac{1}{298,25722}$$

## Sistemas de Referencia Geodésicos Locales

Este método fue utilizado en forma anterior al que actualmente utilizamos y se fundamentaba en el hecho de que los sistemas locales se adaptan en forma más precisa a una región limitada cuya superficie puede corresponder a un país determinado.

Esta situación impide el relacionamiento entre las distintas áreas ya que cada una contaba con un punto DATUM distinto. Para implementar este sistema fue necesario contar con un elipsoide de referencia y un punto DATUM.

Este es el método que fue utilizado en nuestro país hasta el advenimiento e implementación del POSGAR 94 (Posiciones Geodésicas Argentinas 94) que es el sistema globalizado actualmente aplicado en nuestro país.

## Marco de referencia

En ambos sistemas locales o globales es necesario contar con un conjunto de puntos de apoyo ubicados sobre el terreno con gran precisión, los que constituyan el “**marco de referencia**” del sistema.

## Antecedentes del Marco de Referencia en nuestro país

En nuestro país se comenzaron estos trabajos a partir de la aplicación de la Ley Nacional N° 12696 conocida como la Ley de la Carta, promulgada el 18 de Septiem-



bre de 1941, la que encargó al Instituto Geográfico Militar la elaboración y procesamiento de todos los trabajos geodésicos fundamentales y el levantamiento topográfico de todo el territorio de la Nación

A partir de esa fecha, y a medida que se iban produciendo necesidades de trabajos geodésicos en distintos lugares del país, estos se ejecutaban generando un sistema local, o sea para la zona, los que tenían orígenes que resultaban distintos a los demás.

Los sistemas así definidos recibían nombres de acuerdo al lugar de su origen, así teníamos en Jujuy el YAVI del año 1919; Neuquén el CHOSMALAR de 1919; sobre el río Uruguay en Entre Ríos el UBAJAY de 1922, en Catamarca el CHUMBICHA de 1957; PAMPA DEL CASTILLO en Santa Cruz de 1943; TAPIAIKE en Santa Cruz de 1945; HUEMULES en Chubut y Santa Cruz de 1945; CARRANZA en Catamarca de 1952; 25 DE MAYO en San Juan de 1961.

Todos estos sistemas operaban por separado, lo que hizo necesario englobarlos en uno solo que resultara operable y que relacionara en forma precisa a todos ellos.

Con este propósito se estableció un Sistema Nacional de Referencia que se denominó CAMPO INCHAUSPE 54, que también fue un sistema local, se ubicó el punto DATUM en la intersección del paralelo  $-35^{\circ} 58' 16''$  y el meridiano  $-62^{\circ} 10' 12''$  el que se encuentra en las cercanías de la localidad de Pehuajó en la Provincia de Buenos Aires, en ese punto el valor de la ondulación del geode se estableció en 0 m. El elipsoide adoptado fue el internacional 1924 con su centro geométrico desplazado unos 220 m del geocentro terrestre y sus ejes fueron rotados 0,3 segundos de arco respecto de los ejes de la tierra.

En el año 1969 se efectuó una remodelación del Sistema CAMPO INCHAUSPE 54 adaptando sus coordenadas a las llamadas O.I.C (Origen Internacional Convencional) y manteniendo el elipsoide internacional como sistema de referencia. Los puntos que constituyeron el marco de referencia se ubicaron a lo largo de los meridianos y paralelos de valores pares que se denominó como *red fundamental*, Luego se establecieron redes de relleno que recibieron la denominación de *segundo*, *tercero* y *cuarto orden*; estas operaciones se desarrollan pasando de la operación superior y otra inferior, yendo de lo grande a lo pequeño.

Este sistema llegó a tener una red total de 18.000 puntos en todo el territorio nacional, lo que nos indica lo laborioso que resultó ya que se trabajó con los métodos topográficos clásicos realizando mediciones longitudinales y angulares sobre la superficie de nuestro país.

De este sistema se pasó al que actualmente se utiliza denominado Posiciones Geodésicas Argentinas 94 conocido por la sigla POSGAR 94, fue adoptado por disposición del Director del Instituto Geográfico Militar el 9 de Mayo de 1997, el que estableció que sea el nuevo marco de Referencia Nacional.

Este fue el resultado de considerar y utilizar los avances tecnológicos producidos en el campo de las determinaciones terrestres por la implementación y funcionamiento del Sistema Posicionador General, cuya sigla es **G.P.S.** Es un sistema satelital para determinaciones terrestres, marítimas y aéreas, propiedad de los Estados Unidos de Norteamérica.

## POSICIONES GEODESICAS ARGENTINAS 94

Es el marco de referencia geodésico de nuestro país, y es considerada la red de orden cero, de allí se apoyan los trabajos que están destinados a densificar la red. Es un conjunto de puntos que se encuentran materializados sobre el terreno y su Datum de referencia es el W.G.S. 84.

Está compuesto por 127 puntos distribuidos a lo largo del país distanciados entre sí aproximadamente por 200 km. tanto en longitud como latitud, es decir que cada 4 de estos puntos, tomado como vértices de un cuadrilátero, abarcan una superficie aproximada de 40.000 km<sup>2</sup>.

De estos 127 puntos, 54 son coincidentes con la red de CAMPO INCHAUSPE 69, esto permitió diseñar parámetros de conversión de un sistema a otro, el resto está constituido por puntos de reciente colocación cuya monumentación ubicación y características se encuentran completadas al día de la fecha.

En la provincia de Misiones se ubicaron 2 puntos que se encuentran en los siguientes lugares.

Localidad	Código
a) Iguazú	IGZU
b) Irigoyen	NPGU

Se debe considerar que durante un tiempo se trabajará con ambos sistemas simultáneamente el Inchauspe 69 y el Posgar 94.

Este sistema es del tipo general geocéntrico y utiliza como Datum de referencia el elipsoide global W.G.S.84. Para calcular las coordenadas y alturas elipsoidicas de los puntos se utilizó el Sistema de

Posicionamiento Global G.P.S. empleando receptores de funcionamiento diferencial que determinan la posición en forma muy precisa, los aspectos más detallados del funcionamiento del sistema G.P.S. lo podemos obtener del Capítulo 3 de este libro, en el cual se trata el tema.

1. Al considerar que los sistemas de referencia son distintos por ser uno local (Inchauspe 69) y el otro general (Posgar 94), las coordenadas de un mismo punto pueden tener diferencias de unos 100 m. o más, que dependerá de su ubicación dentro de la red.

2. Al mencionar valores de coordenadas geográficas de un punto se indicarán a que sistema pertenecen, Posgar 94 o Inchauspe 69, ya que tendrán valores distintos, también se deberá expresar si son el resultado de la transformación de un sistema a otro.

3. Durante el tiempo que lleve la transición se usarán coordenadas planas Gauss-Kruger W.G.S.84 y coordenadas planas Inchauspe 69, las que tendrán valores distintos entre ellas.

4. Se debe tener cuidado de no confundir las coordenadas G.P.S. geocéntricas X,Y,Z de un punto, con las coordenadas planas Gauss-Kruger X,Y,H (altura ortométrica). Las alturas G.P.S. son elipsoidicas y las Gauss-Kruger son geoidicas.

5. La precisión Posgar 94 es de 1 ppm. (una parte por millón) es decir 1 mm. por cada 1.000 metros medidos, y en CAMPO INCHAUSPE es del orden de 5 ppm. o sea 5 mm. por cada 1.000 m.

## RED POSGAR 94

### DENOMINACIÓN Y UBICACIÓN DE PUNTOS QUE CONSTITUYEN EL MARCO DE REFERENCIA GEODÉSICO ARGENTINO

Señal	Marca		Denominación	Latitud			Longitud			Altura
YAV2	Yavi	S	Punto N° 52	-22	7	40.6615	-65	27	56.8291	3502,219
YAV1	Yavi	A	YAVI	-22	08	16.5235	-65	29	21.2334	359,617
YAVI	Extremo.N.Base Yavi	E	3-I-464/359(ALC)	-22	09	13.5366	-65	29	26.9554	3601,791
LMAS	Las Lomas	*	4-I-466	-22	14	35.6969	-63	42	11.6246	653,797
SOLA	GPS Solá	F	PF.13 N(360)	-23	20	14.9432	-63	10	12.0023	258,075
ELLA	La Estrella GPS	P	ELLA	-23	49	12.9902	-64	3	42.7764	484,494
VELL	El Chagüaral	S	Punto N°32	-23	55	32.6281	-64	2	45.7690	466,197
OLCP	Olacapato	A	OLCP	-24	8	14.0254	-66	42	48.4378	4099,750
CENT	Centinela	A	CENT	-24	13	17.4516	-65	4	8.9172	2119,913
CHUR	Ext.E.Bs.El Churcal	E	3-I-439	-24	18	24.9208	-65	20	11.7668	1488,701
KM90	Km.90	F	PF.9N(359)	-24	33	38.0571	-63	21	45.9280	273,151
LMTS	Las Lomitas	P	LMTS 5B-I-1	-24	42	39.9174	-60	35	38.8954	151,479
CLDA	Aeródromo Clorinda	Z	P.Az.7-I-416	-25	18	41.1924	-57	44	7.7708	78,919
IGZU	Puerto Iguazú	P	IGZU	-25	35	42.4836	-54	35	25.3921	169,261
MQMD	Monte Quemado	X	Geomarine SA N°8	-25	48	14.7626	-62	49	56.5060	251,374
SCRS	Extremo Norte Base San Carlos	E	3-I-417	-25	53	52.9455	-65	55	22.6977	1651,981
EDBO	Ext.S.Bs.El Diablo	E	4-I-406	-26	01	14.1030	-64	03	38.7336	339,722
ADLS	Antofagasta De la Sierra	A	ADLS	-26	05	4.1830	-67	25	8.7662	3393,222
AUXI	Los Pirpintos	P		-26	07	58.9119	-62	03	50.6675	194,080
ELCD	El 42	*	5-I-404	-26	12	50.9679	-61	57	17.9763	184,825
NPGU	Ast Nores.Pepiri	X	Com. Nac. Limites	-26	14	53.0123	-53	38	41.1884	830,222
TAFI	Tafí de Valle	A	TAFI	-26	44	40.0318	-65	46	51.7494	3101,925
RSST	Aerop. Resistencia	P	RSST	-27	26	42.2496	-59	01	26.4221	71,279
VRES	Casa Gob.Resistencia	X	D-I-130	-27	26	59.1198	-58	59	13.7469	111,684
VRVS	Roversi	I	5-1-386 (PT)	-27	35	24.7567	-65	56	23.5536	174,081
RVRS	Roversi G.P.S.	P	RVRS	-27	35	33.8921	-61	56	42.7129	174,783
SANA	Santa Ana Ñu	X	Aerof.d.Pista	-27	36	21.8296	-57	00	59.9589	86,798
PPNN	Ext.N Base Pipanaco	E	3-1-381	-27	51	15.1320	-66	10	54.7250	816,215
RBLs	P. Az. Villa Robles	Z	P.Az.4-1-287	-27	54	42.5860	-64	07	9.2373	193,278
VRLS	Villa Robles	*	4-1-287	-27	54	58.8345	-64	07	31.4204	194,027
TINO	Tinogasta	A	TINO	-27	15	35.5954	-67	25	28.0289	1114,945
GNDL	Guandacol	A	GNDL	-29	29	36.5602	-68	25	7.8193	1224,131

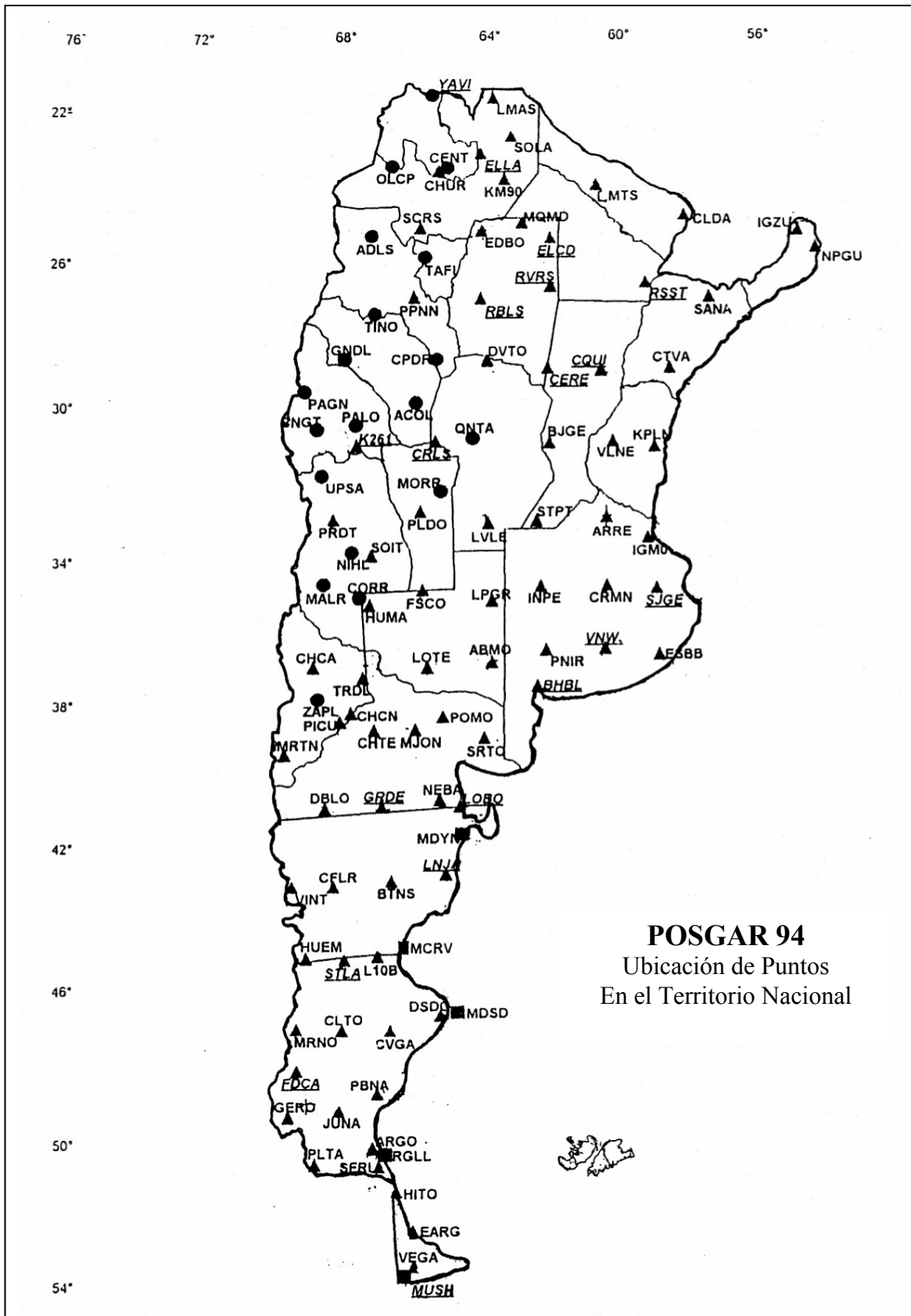
CPDR	Casa de Piedra	A	CPDR	-29	36	3.7955	-65	31	40.2486	272,183
DVTO	Ext.O.Bs.Mns.Devoto	E	4-1-267	-29	38	26.4324	-63	56	13.4924	688,619
CTVA	La Cautiva	*	7-1-356	-29	47	43.6401	-58	07	40.2176	110,861
CRES	Extr.NE.Base Ceres	E	5-1-354	-29	52	6.2846	-62	01	16..1864	111,016
CERE	Ceres	P	CERE	-29	52	32.8551	-61	56	12.3736	108,328
CQUI	Calchaquí	F	PF.2 n (121) 6E	-29	55	14.1181	-60	19	11.8785	71,991
VCQI	Ext.NE.Bs.Calchaquí	E	6-1-352	-29	57	18.0386	-60	13	20.1125	73,864
PAGN	Agua Negra	A	PAGN	-30	19	21.9136	-69	44	59.5986	3895,829
ACOL	Agua Colorada	A	ACOL	-30	47	0.1618	-66	12	48.1901	570,137
PALO	Pié de Palo	A	PALO	-31	19	50.0280	-68	09	54.2825	772,082
CNGT	Calingasta	A	CNGT	-31	22	27.8984	-69	24	58.4722	1459,385
QNTA	Quintana	A	QNTA	-31	47	47.7004	-64	25	38.3475	564,354
VLNE	Extr.NE.Base Viale	E	6-1-326	-31	51	45.9295	-59	52	46.1821	112,447
CRLS	Extre.N.Bs.Cerrillos	E	3-1-326	-31	52	9.4034	-65	37	1.0985	376,598
K261	Pilar Acimut Km.261	Z	P.Az.2-1-326	-31	52	51.5773	-68	10	40.6640	574,180
KLMO	Km. 261	*	2-1-326	-31	53	12.0608	-68	11	5.6084	574,713
BJGE	Ext.SE.Bs.San Jorge	E	5-1-326	-31	56	46.9701	-61	55	23.4028	123,656
CERR	Cerrillos	P	CERR (Plaza)	-31	58	18.4307	-65	26	26.3544	441,740
KPLN	Campo Kaplan	*	7-I-326	-32	00	30.4128	-58	30	53.6063	79,176
UPSA	Uspallata	A	UPSA	-32	41	34.4127	-69	20	55.6427	1891,248
MORR	S. José del Morro	A	MORR	-33	16	8.1758	-65	28	36.2715	1001,355
PLDO	Alto Pelado	T	3-1-299	-33	49	37.9796	-66	09	12.6764	757,238
PRDT	Pareditas (GPS-PRDT)	F	PRDT	-33	56	53.0618	-69	04	40.5697	1104,172
ARRE	Ext.SE.Bs.Arrecifes	E	6-I-292	-34	00	49.0674	-59	58	52.4081	70,551
STPT	Ext.O.Bs.St.Spiritu	E	5-I-291	-34	09	3,8158	-62	19	22.5973	136,254
LVLE	Ext.N.Bs.G.Levalle	E	4-I-217	-34	12	34.8348	-63	54	55.6787	185,298
IGMO	Terraza Ed.I.G.M.	T	GG-II-620	-34	34	19.9027	-56	26	21.7201	48,376
NIHL	Nihuil	A	NIHL	-34	53	11.1311	-68	20	10.8872	1101,164
SOIT	Soitue	T	2-I-280	-35	00	54.9631	-67	51	56.3192	590,302
MALR	Malargue	A	MALR	-35	43	36.3488	-69	32	33.0519	1765,254
CRMN	Cpo. El Carmen	Z	P.Az.6-I-260	-35	54	32.4873	-59	54	51.7352	64,117
SJGE	Cpo. San Jorge		7-I-259	-35	57	10.5293	-58	12	43.8141	34,131
INPE	Cpo. Inchauspe	*	5-I-261	-35	58	14.9731	-62	10	14.8175	106,697
CARO	Catastro 87	X	Catastro PBA	-35	58	22.3923	-58	11	13.9428	32,918
FSCO	Cpo. Fisco	*	3-I-263	-36	01	28.8846	-66	10	58.3751	367,908
CORR	Corrales	A	CORR	-36	09	14.2857	-68	21	16.4826	1190,700
HUMA	P. Az. La Humada	Z	P.Az. 2-I-262	-36	21	12.5738	-68	00	19.4799	845,424
LPGR	La Herminia	*	4-I-186	-36	21	17.4638	-63	49	27.8944	170,902
VNWJ	Extr.NO. Base Juarez	*	6-I-214	-37	36	39.2919	-60	07	7.5925	240,245
SATO	San Antonio	F	PF. 1n(43)61	-37	38	1.4119	-59	53	49.3356	233,579

PNIR	Cpo. El Porvenir	*	5-I-215	-37	42	3.7194	-61	56	2.8936	308,454
ESBB	Ext. S. Base Balcarce	E	7-213	-37	45	9.8151	-58	00	33.0488	80,122
CHCA	Ext.N.E.Bs.Churriaca	E	1-I-237	-37	56	25.2075	-70	04	53.7339	1141,928
ABMO	Abramo	*	4-I-172	-38	01	40.0584	-63	50	23.1302	189,985
LOTE	Lote 24 (2)	T	3-I-235 (pil:236)	-38	07	41.4912	-66	05	33.5241	293,009
TRDL	Bordo dl.Tordilla	*	2-I-235	-38	20	17.9833	-68	22	44.2622	708,482
VINI	B. Blanca (INIBIBB)	*	VINI	-38	40	2.0348	-62	14	2.5588	71,079
VBCA	B.Bca. (Univ.dl.Sur)	*	VBCA	-38	42	2.7855	-62	16	9.2204	58,822
BHBL	Bahía Blanca	*	5-I-200	-38	42	48.1075	-62	13	36.3550	86,325
ZAPL	Zapala	A	ZAPL	-38	49	39.9024	-70	01	26.1822	1054,433
CHCN	El Chocón	X	CHCN-red R.Negro	-39	17	26.2611	-68	53	15.8799	457,892
PICU	Picún Leufú	P	PICU	-39	31	6.3416	-69	17	26.1833	410,030
POMO	Pomona	P	POMO	-39	31	50.4528	-65	36	22.4407	133,741
CHTE	Loma Chimaité	T	2-I-210	-39	50	40.8606	-68	04	59.1560	618,113
MJON	El Mojón	*	3-I-197	-39	52	2.7100	-66	35	52.9081	289,975
MRTN	S.M.de los Andes gps	T	MRTN	-40	04	28.6072	-71	08	13.4608	803,237
SRTO	Sarmiento	*	4-I-146	-40	09	18.1488	-64	08	27.3215	118,698
NEBA	Ex.NE.Bs.La Angost.	E	3-I-168	-41	47	56.3926	-65	48	9.1397	387,365
DBLO	Bajada del Diablo	*	1-I-179	-41	51	39.0224	-70	03	3.0521	1254,323
GRDE	Co. Chato Grande	*	2-I-178	-41	56	4.9356	-67	54	22.3923	1221,668
PARA	Paralelo 42	X	Hito 35 Paral. 42	-42	00	0.0903	-68	07	53.4918	1329,715
LOB1	Lobo	X	Hito 1 Paral. 42	-42	00	0.0910	-65	04	17.9248	25,925
LOBO	Puerto Lobos	N	Nodal45/3K-I-15	-42	00	7.2743	-65	04	20.0146	25,009
BSON	El Bolsón	A	BSON	-42	00	50.0907	-71	12	17.4691	897,750
EPUY	Epuyén	X	EPUY-red R.Negro	-42	08	25.7057	-71	24	15.6649	329,907
MDYN	Puerto Madryn		Mareógrafo	-42	45	45.7684	-65	01	50.8593	21,724
LNJ2	La Lonja 2	F	PF.2n 23 g AMA	-43	53	55.9428	-65	43	33.5783	291,687
LNJA	Cpo. La Lonja	*	3-I-122	-43	54	33.7009	-65	40	42.5912	293,087
VINT	Lago Vintter GPS	F	VINT	-43	57	51.6712	-71	33	7.6345	954,526
CFLR	Cpo. Constanzo	T	1L-II-513	-44	00	51.5145	-69	42	17.7724	760.806
BTNS	Cerro Botones	F	N(26)PF.Top. 1ama	-44	02	24.6691	-67	46	16.9585	394,668
MCRV	Comodoro Rivadavia		GPS 93	-45	51	37.8362	-67	27	58.1425	21,022
0506	Ea. La Estela	T	1M-II-506	-45	55	26.5574	-69	49	53.7604	570,312
HUEM	Lago Blanco	P	GPS 1994	-45	55	51.4414	-71	17	8.2733	605,324
LIOB	Lote 10 B	T	2-I-117	-46	02	32.7188	-68	28	21.7989	735,963
STLA	La Estela	P	STLA	-46	03	51.6594	-69	49	37.0162	504,417
DSDO	Deseado	N	Nodal 19	-47	45	5.9144	-65	54	6.9662	27,896
MDSO	Puerto Deseado		GPS93"DD" Satel.	-47	45	19.0555	-65	54	24.1019	18,081
MRNO	Perito Moreno	P	MRNO	-47	51	5.0952	-72	01	51.0046	917,745
CLTO	Co.Alto (Ea.La Cda.)	T	1-I-101	-48	00	57.4624	-70	10	10.1806	655,520

CVGA	Loma Covadonga	*	2-I-87	-48	08	13.7485	-68	10	37.0672	252,063
FDCA	Ea. La Federica	P	FDCA	-49	02	15.8845	-72	13	28.0465	301,549
FDCI	Ex. Ea. La Federica		DESTRUIDO	-49	02	16.5977	-72	13	29.8237	294,058
PBNA	Piedrabuena	*	2-I-66	-49	56	5.5152	-68	54	41.7193	132,316
JUNA	Cpo. Juana	*	1-I-70	-50	17	2.4748	-70	39	7.8570	478,924
GERO	La Jerónima	*	C. Nac. Límites	-50	33	42.1703	-72	51	31.7820	248,577
ARGO	Aerop. Río Gallegos	P	ARGO	-51	36	42.3307	-69	20	6.3331	26,234
RGLL	Río Gallegos		GPS 93"EE"Satel.	-51	36	43.1711	-69	13	4.4174	17,080
PLTA	E.a. Punta Alta	*	Q-I-6	-51	40	36.0570	-71	57	41.1619	240,886
SFRL	Secc. Frailes	T	2-I-44	-51	55	48.6981	-69	07	5.6400	77,445
HITO	Hito 1C.Espiritu Sto.	X	C.Nac. LÍMITES	-52	39	32.6534	-68	36	23.0700	63,677
EARG	Est.Astr. Río Grande	X	Obs.Astr. La Plata	-53	47	7.7693	-67	45	5.4621	29,942
VEGA	La Vega GPS	P	VEGA	-54	45	23.6480	-67	47	47.5707	138,904
MUSH	Ushuaia		Mareógrafo	-54	48	16.4105	-68	17	22.9073	16,276
5-49	Dos Lomos	X	S.H.N.	-54	50	22.6605	-68	15	34.3152	23,490

## CODIGOS EMPLEADOS PARA LOS DISTINTOS TIPOS DE MARCAS QUE SE INDICAN EN LA PLANILLA ANTERIOR

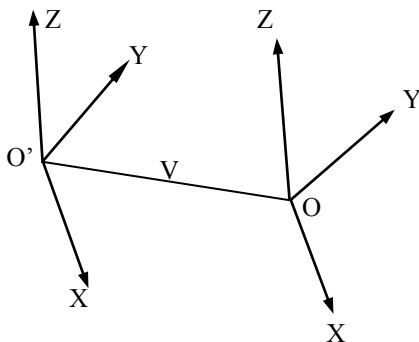
	TIPO DE MARCA	Corresponde Al Proyecto
<b>A</b>	<b>Bulón</b>	<b>Andes Centrales</b>
<b>S</b>	<b>Bulón</b>	<b>SAGA</b>
<b>*</b>	<b>Punto Astronómico</b>	<b>Red Geodésica Nacional</b>
<b>T</b>	<b>PT.Asoc. a P.Astron.</b>	<b>Red Geodésica Nacional</b>
<b>E</b>	<b>Extremo de base</b>	<b>Red Geodésica Nacional</b>
<b>T</b>	<b>Punto Trigonométrico</b>	<b>Red Geodésica Nacional</b>
<b>P</b>	<b>Punto Trigonométrico Nuevo</b>	<b>Posgar</b>
<b>Z</b>	<b>Pilar de Azimut</b>	<b>Red Geodésica Nacional</b>
<b>F</b>	<b>Punto Fijo Altimétrico</b>	<b>Red Geodésica Nacional</b>
<b>N</b>	<b>Nodal Altimétrico</b>	<b>Red Geodésica Nacional</b>
	<b>Mareógrafo</b>	<b>Red Serv. Hidrografía Naval</b>
<b>X</b>	<b>No especificado</b>	<b>Varios</b>



## CONVERSION DE COORDENADAS Y ALTURAS

A partir del año 1997 en que el Director del Instituto Geográfico Militar puso en funcionamiento el nuevo marco de Referencia Geodésico Nacional el POSGAR 94, se presentó la situación de que a lo largo de todo el territorio Nacional se estaban utilizando los datos correspondientes al Sistema Inchauspe 69, el que incluía toda la Cartografía que se basaba en los 18.000 puntos que se encontraban colocados hasta la fecha.

Surgió de inmediato la necesidad de hallar fórmulas para la conversión de un sistema a otro de las coordenadas geográficas, alturas, coordenadas planas de Gauss Kruger, y todo otro parámetro que resultara modificado por el cambio del sistema ya que se pasó de uno local (Inchauspe 69 ) a otro geocéntrico (POSGAR 94)



O = origen de coordenadas del sistema local.

O' = origen de coordenadas del sistema geocéntrico.

V = vector de desplazamiento del centro.

Si tenemos un punto ubicado sobre la superficie de la tierra, referenciado en el sistema local y queremos convertirlo al sistema geocéntrico, sus coordenadas sufrirán dos tipos de movimientos:

- Traslaciones**, las coordenadas se trasladarán en el sentido de X, Y, Z hasta llevar a coincidir el centro del sistema local con el geocéntrico, de modo tal que serán tres traslaciones, una para cada eje
- Rotaciones**: Los tres ejes también sufrirán rotaciones angulares hasta lograr colocarlos en forma paralela a los del sistema geocéntrico.
- Factor de escala**: Se debe considerar también el factor de escala aplicado al sistema local.

### CONVERSION POR MEDIO DE LAS FORMULAS DE MOLODENSKY

El científico Ruso M. S. Molodensky desarrolló una serie de fórmulas que permiten la conversión de coordenadas y alturas de un sistema a otro, basándose en el conocimiento de los parámetros Geodésicos que corresponden al punto considerado.

Los datos necesarios para la aplicación de estas fórmulas son los siguientes:

$\varphi$  = Latitud del punto, se refiere a la latitud geográfica del punto expresada en grados sexagesimales, minutos, segundos y partes decimales de segundo.

$\lambda$  = Longitud, indicada en el sistema sexagesimal ídem punto anterior.



$M$  = Radio de curvatura terrestre de la sección normal del meridiano elipsoidico terrestre que pasa por el punto considerado.

$N$  = Radio de curvatura terrestre de la sección normal o perpendicular a la sección meridiana del Elipsoide.

$\rho''$  = Es la constante de transformación de una medida angular dada en el sistema radián para expresarla en Sexagesimal, su valor es  $206.265''$ .

$\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$  = Son las componentes del vector que va desde el centro de del sistema de coordenadas local al centro del sistema Geocéntrico.

Estas componentes tienen los siguientes valores:

$$\Delta X = -148 \text{ m.}$$

$$\Delta Y = 136 \text{ m.}$$

$$\Delta Z = 90 \text{ m.}$$

$\Delta a$  = Diferencia de longitud entre los semiejes mayores de los elipsoides, el internacional del sistema local y el W.G.S.84 del geocéntrico.

$$\Delta a = -251 \text{ m.}$$

$\Delta f$  = Diferencia entre los valores de achatamiento entre ambos elipsoides.

$$\Delta f = -1,419270155 \cdot 10^{-5}$$

En el caso de una conversión de Posgar 94 a Inchauspe 69 los parámetros  $Ax, Ay, Az, Aa,$  y  $Af$  tienen igual valor pero de signo contrario.

## FORMULAS DE APLICACIÓN

La diferencia de Latitud  $\Delta\phi$  es calculada en segundos de arco los que deben ser adicionados al valor correspondiente al punto en Inchauspe 69 para obtener el valor en Posgar 94.

Formula para calcular  $\Delta\phi$ :

$$\Delta\phi = \frac{\rho''}{M} \{-\Delta x \cdot \text{Sen } \phi \cdot \text{Cos } \lambda - \Delta y \text{ Sen } \phi \text{ Sen } \lambda + \Delta z \text{ Cos } \phi + (a \cdot \Delta f + f \cdot \Delta a) \text{ Sen } 2\phi\}$$

Como vemos es una fórmula que debe ser resuelta en forma cuidadosa si el proceso se lo realiza con calculadora manual, además se debe contar con el valor de  $M$  para ese lugar, por esos motivos para resolverla se utilizan programas de computación que realizan los cálculos y además proporcionan el valor  $M$  en función de la latitud del punto.

Un programa de computación específico para este cálculo es el creado por el Instituto Geográfico Militar Argentino (IGM) llamado CONVERSI, que calcula la conversión de coordenadas geográficas, las de Gauss Kruger y proporciona todos los datos emergentes de las conversiones de Inchauspe 69 a Posgar 94.

## Cálculo de la variación de longitud $\Delta\lambda$

Una vez calculado el valor de  $\Delta\lambda$  debe ser adicionado al valor de Inchauspe 69 para obtener el correspondiente de Posgar 94.

Fórmula para calcular  $\Delta\lambda$ :

$$\Delta\lambda = \frac{\rho''}{N} \cdot \text{Cos } \phi (-\Delta x \cdot \text{Sen } \lambda + \Delta y \text{ Cos } \lambda)$$

### Cálculo de la variación de altura $\Delta h$

Este valor se obtiene en metros y también debe ser adicionado al valor de Inchauspe 69 para su conversión a Posgar 94.

$$\Delta h = \Delta x \cos \varphi \cdot \cos \lambda + \Delta y \cos \varphi \cdot \sin \lambda + \Delta z \sin \varphi + (a \cdot \Delta f + f \Delta a) \sin 2 \varphi - \Delta a$$

Para su inclusión en las fórmulas, y la posterior adición de los incrementos se debe tener en cuenta que los valores de latitud y longitud en todo el territorio nacional son negativos por encontrarse al oeste de Greenwich.

## GLOSARIO

### **Ambigüedad (Ambiguity)**

Es la incertidumbre dada por un número indefinido de ciclos.

### **Ajuste de redes (Network adjustment)**

Es el procedimiento por el cual se someten los parámetros de una red geodésica a un método de compensación de errores.

### **Altura Ortométrica (H)**

Es la distancia vertical existente entre el Geoide y el Elipsoide en un punto determinado.

### **A / S (Antispoofing)**

Encriptación de los códigos con un fin determinado, ya sea para evitar su utilización por personas no autorizadas o para que no se produzcan señales falsas.

### **Campo INCHAUSPE 69**

Es el datum geodésico usado por la Argentina hasta el año 1997 en que se adoptó el POSGAR 94, utilizó el elipsoide internacional de Hayford de 1924 y su punto de contacto o amarre esta en las coordenadas: Latitud -  $35^{\circ} 58' 16,56''$  y Longitud -  $62^{\circ} 10' 12,03''$ .

### **CAP (Central Andes Proyect)**

Proyecto Andes Centrales, consiste en una serie de puntos colocados en la precordillera andina con el propósito de estudiar la deformación y movimiento de las placas tectónicas. Es un estudio

encarado por la Universidad de Memphis en el cual participa el I.G.M.

### **Código C / A**

Código estándar transmitido por los satélites del sistema G.P.S. en la frecuencia de la portadora L1.

### **Código P**

Código secreto transmitido por los satélites del sistema G.P.S. en las frecuencias de las portadoras L1 y L2.

### **Código D (Navigate message code)**

Código que transmite los mensajes de navegación, efemérides y correcciones.

### **Código Y**

Es el código P encriptado también denominado código P(Y)

### **Coordenadas Cartesianas Ortogonales (Rectangular cartesian coordinates)**

Son las coordenadas definidas en base a tres ejes cartesianos ortogonales .

### **Coordenadas Geodésicas o elipsoidicas (Geodetic or ellipsoidal coordinates)**

Se refiere a las siguientes:

Latitud Geodésica: Es el ángulo que forma la normal al elipsoide que pasa por el punto considerado, con el plano del Ecuador. Se expresa en sistema sexagesimal.

Longitud geodésica: Es el ángulo que forman el meridiano geodesico local y el meridiano de Greenwich.

Altitud Geodesica o elipsóidica (h) es la altura vertical desde el punto considerado hasta el elipsoide.

### **Datum**

Dato o sistema de datos que sirven de base para el cálculo de otros valores que de él dependen. Son Datums el elipsoide y el geoide.

### **Datum geodesico (geodetic datum)**

Constantes específicas de un sistema de coordenadas que son utilizadas para hacer control geodésico. Pueden ser horizontales o verticales.

### **D.M.A. (defense mapping agency)**

Agencia Cartografica de Defensa de los Estados Unidos de Norteamérica.

### **D.O.P. (dilución of precisión)**

Dilución de precisión, referida a la constelación de satélites del sistema G.P.S., es un coeficiente que caracteriza la influencia de la posición geométrica de los satélites en un momento dado, cambia con el tiempo al variar la posición de los satélites observados. A valores elevados de D.O.P. significa mayor posibilidad de error de la posición calculada a partir de la pseudodistancia entre receptor y los satélites

Existen varios D.O.P.:

- a) el P.D.O.P. tiene su influencia en la posición tridimensional.
- b) El H.D.O.P se relaciona con la determinación horizontal.
- c) El V.D.O.P. relacionado con la determinación vertical.
- d) El T.D.O.P. se relaciona con la determinación del tiempo.

- e) El G.D.O.P. es la combinación de P.D.O.P. y el T.D.O.P.

### **Diseño geométrico (Geometric design)**

Son los parámetros geométricos que definen una red geodesica.

### **Distorsiones (Distorsions)**

Son los errores que se producen en las coordenadas o en azimut en las redes geodésicas, se producen en general por regiones, es el apartamiento de la realidad del modelo matemático predeterminado.

### **Elipse / elipsoide de error estándar (Estándar error ellipse / ellipsoid)**

Son parámetros que representan la precisión de la ubicación de un punto sobre la superficie de referencia, luego de un ajuste por los mínimos cuadrados. Su superficie representa un determinado porcentaje de probabilidad de ubicación de un punto cercano al 37%, Si se multiplican los semiejes por 2,5 la superficie de la elipse resultante abarca el 95% y en ese caso pasa a llamarse “ elipse del 95% de confiabilidad.

### **Elipsoide de referencia (reference ellipsoid)**

Es un elipsoide de revolución usado como referencia para los cálculos geodésicos, por ejemplo el elipsoide Internacional de Hayford y el W.G.S.84 usado por el sistema G.P.S.

### **Errores groseros (blunders)**

Son los errores que superan un valor determinado, por ejemplo los que caen fuera del elipse de confiabilidad del 95%.

**Error de puesta en estación  
(set up error)**

Error que se produce al posicionar un instrumento o receptor fuera del punto correspondiente.

**Errores de cierre (loop misclosures)**

Son las diferencias entre los valores calculados y los resultados que se deben dar en base a datos conocidos o a formulas de cierre. De uso en calculo de poligonales y nivelaciones.

**Geoide (geoid)**

Es la superficie equipotencial del campo gravífico terrestre, que se ajusta en el sentido de los mínimos cuadrados al nivel medio del mar.

**Nivelación geométrica o diferencial  
(differential leveling)**

Es la determinación de la diferencia de niveles entre puntos determinados utilizando niveles de burbuja y reglas graduadas.

**Nivelación trigonométrica  
(trigonometric leveling)**

Es la nivelación efectuada entre puntos, midiendo ángulos horizontales y la distancia que los separa.

**Observables (observables)**

Son todos aquellos parámetros que pueden ser medidos ya sea en las determinaciones G.P.S. o en su aplicación sobre el terreno.

**Ondulación del geoide N  
(undulation of the geoid)**

Es la separación del geiode, en altura o depresión, respecto del elipsoide de referencia.

**Parámetros de transformación  
(transfomation parameters)**

Son las medidas que permiten convertir coordenadas dadas en un sistema y expresarlas en otro, esto se logra por medio de tres traslaciones y tres rotaciones de los ejes, a lo que debe agregarse un factor de escala.

**Parte por millón, ppm  
(parts per million)**

Es un error relativo, en el caso de distancias, una parte por millón es igual a la millonésima parte de la misma, el mismo criterio se aplica en la medición de cualquier sistema, pesos, ángulos, presiones, etc.

**Precisión (precisión)**

Este concepto es el opuesto al de dispersión de las observaciones, es decir que un instrumento más preciso es aquel que repite las mediciones en forma regular no esperandose que produzca observaciones diferentes entre ellas aunque estas no sean exactas o verdaderas.

**Exactitud**

La exactitud es la medida de la desviación entre los valores mas probables obtenidos respecto a los valores determinados por otros métodos más confiables.

**Posgar 94**

Es el conjunto de puntos materializados sobre el terreno y que en conjunto constituyen el marco de referencia geodésico Argentino. El sistema de referencia usado es el elipsoide W.G.S.84 .

**SIRGAS**

Es el sistema de referencia Geocéntrico para la América del Sur.

**SAD 69**

Significa Sud American Datum y es el elipsoide que tiene su origen en Chuá, Brasil fue calculado en 1969 y sus medidas son  $a = 6.378.160$  m y aplanamiento  $f = 298,25$ , cuyas coordenadas geográficas son : LAT.  $-19^{\circ} 45' 41,6527''$  ,LON. $-48^{\circ} 06' 04,0639''$ , siendo la ondulación del geoide en ese punto = 0.

**SIRGAS**

Es el proyecto sudamericano para definir un sistema geocéntrico válido para todo el continente.

**W.G.S. 84 (World geodetic sistem)**

Es el elipsoide de revolución que fue calculado en 1984 con los datos disponibles en ese momento. Fue adoptado como referencia del sistema de posicionamiento global G.P.S.

## BIBLIOGRAFÍA

Primo Beraldo y Sergio Monteiro Soares.  
G.P.S. Introducción y aplicaciones Prácticas 1.995-Brasil.

Instituto Geográfico Militar.  
Marco de referencia geodésico Nacional-proyecto I.G.M. – Argentina.

NOTAS Y APUNTES  
Proyecto GEO 2.000-  
SECYT-CONICET-  
Facultad de Ciencias Astronómicas y Geofísicas.  
Universidad Nacional de La Plata-1.997.-

Curso de Geodesia Superior  
P. S. ZAKATOV.  
EDITORIAL MIR- MOSCU-1.981-

Aplicaciones de G.P.S.-Determinación de actitud.  
Roberto Alonso-CONAE.  
Buenos Aires Argentina-1998.

Compendio General de Topografía Teórico Práctico.  
Roberto Müller  
Buenos Aires Argentina-1.953.

Topografía Básica  
Hugo Humberto López.  
Eldorado Misiones – República Argentina – 1.998.

Tratado de Topografía  
Raymond E. Davis-Francis S. Foote y Joe W. Kelly.  
Editorial Aguilar-Valencia España-1971.

SIGNOS CARTOGRÁFICOS  
Ministerio de Defensa.  
I.G.M. Argentina-1.962.

Tratado general de Topografía  
W. Jordán.  
Editorial G. Gili-Barcelona España-1.961.

.