

Topografía aplicada  
a las Ciencias Agrícolas

Ing. Carlos Eloy Balmaseda Espinosa, PhD

Topografía aplicada  
a las Ciencias Agrícolas

ISBN: 978-9942-27-084-9

Edición y Corrección  
Lic. Marilyn Balmaseda Mederos, MSc.

Diagramación y maquetación en L<sup>A</sup>T<sub>E</sub>X  
Ing. Rodolfo Barbeito Rodríguez

Diseño de cubierta  
DG. Alexander Javier Campoverde Jaramillo

Primera Edición, 2018

© Sobre la presente edición: Universidad Católica de  
Cuenca

Esta obra cumplió con el proceso de revisión por pa-  
res académicos bajo la modalidad de doble par ciego

Impresión: Editorial Universitaria Católica (EDÚNICA)

Queda prohibida la reproducción total o parcial de la obra  
sin permiso por escrito de la Universidad Católica de Cuenca,  
quien se reserva los derechos para la primera edición.

# Prólogo

---

Esta obra se ha realizado con fines didácticos, fundamentalmente. En ella se resaltan los elementos básicos que deben conocer los especialistas de las Ciencias Agrícolas y Agropecuarias para el dominio de la Topografía.

En modo alguno se pretende competir o sustituir los libros que se consideran clásicos en estas materias. Para estudios más profundos se remite a los lectores a la bibliografía especializada del tema.

Cualquier persona interesada puede encontrar varios documentos de consulta para estudiar los contenidos que se imparten en las clases, sin embargo, se adolece de un texto que guíe en la autopreparación para esta asignatura. Es esa la razón que motiva la elaboración de este libro. Aquí se recoge la experiencia de varios años impartiendo esta materia a Ingenieros Agrónomos y Agropecuarios.

Para la confección de este libro se tomaron diversos materiales manuscritos que sirven de base para impartir las clases teóricas y prácticas, así como las obras funda-

mentales (a juicio de este autor) publicadas sobre Topografía.

Es nuestro anhelo que esta obra contribuya a la formación profesional de los estudiantes de la carrera Ingeniería Agropecuaria de la Universidad Estatal Península de Santa Elena en particular y del Ecuador en general.

El Autor

# Índice general

---

<b>Prólogo</b>	<b>III</b>
<b>Índice general</b>	<b>XI</b>
<b>Índice de figuras</b>	<b>XVI</b>
<b>Índice de cuadros</b>	<b>XVII</b>
<b>1. Topografía y otras ciencias auxiliares</b>	<b>1</b>
1.1. Ciencias que se ocupan de la medición de la Tierra y las relaciones entre ellas . . . .	1
1.1.1. Ciencias auxiliares y complementarias . . . . .	6
1.1.2. Forma y dimensiones de la Tierra .	7
1.2. Necesidad y objeto de la Topografía. Importancia para el ingeniero . . . . .	11
1.2.1. Tareas de la Topografía . . . . .	12
<b>2. Escalas de Mapas y Planos. Su utilidad</b>	<b>15</b>
2.1. Concepto . . . . .	16

2.2.	Expresión de la escala y su significado . . .	16
2.3.	Clasificación de las escalas . . . . .	17
2.3.1.	Escalas numéricas . . . . .	17
2.3.2.	Escalas gráficas . . . . .	18
2.3.3.	Escalas de palabras y cifras . . . . .	20
2.3.4.	Construcción de una escala gráfica a partir de una escala numérica . . .	20
2.3.5.	Construcción de una escala numéri- ca a partir de una escala gráfica . . .	22
2.4.	Las fórmulas de los tres problemas básicos de la escala . . . . .	22
2.5.	Factor de paso de una escala a otra . . . . .	25
2.6.	Límite de percepción visual y su relación con la Escala . . . . .	26
<b>3.</b>	<b>Levantamientos Planimétricos</b>	<b>29</b>
3.1.	Concepto de alineación . . . . .	29
3.1.1.	Distancia natural y reducida, su- perficie agraria . . . . .	30
3.1.2.	Señalamiento de alineaciones . . . . .	31
3.1.3.	Localización planimétrica de puntos . . . . .	36
3.2.	Métodos para el Levantamiento o Replan- teo de Puntos . . . . .	42
3.2.1.	Trilateración o Coordenadas Foca- les . . . . .	43
3.2.2.	Coordenadas rectangulares (absci- sas y ordenadas) . . . . .	45
3.2.3.	Coordenadas polares . . . . .	47
3.2.4.	Coordenadas angulares o bipolares . . . . .	48
3.3.	Métodos para medir distancias . . . . .	49
3.3.1.	Medición directa de distancias . . . . .	50

---

3.3.2.	Técnica operatoria para el trazado de perpendiculares en el terreno . . . . .	54
3.3.3.	Trazado de una perpendicular desde un punto exterior de una alineación . . . . .	55
3.3.4.	Medición de ángulos entre dos alineaciones señaladas en el terreno con cintas . . . . .	57
3.3.5.	Método de medida indirecta de distancias . . . . .	58
3.3.6.	Principios que sustentan la estadía	59
3.3.7.	Lecturas en las miras . . . . .	62
3.3.8.	Alcance de los estadímetros . . . . .	63
3.4.	Orientación de alineaciones . . . . .	64
3.5.	Ángulos que se emplean en Topografía para expresar la dirección y su conversión . . . . .	67
3.5.1.	Acimut topográfico . . . . .	68
3.5.2.	Acimut directo e inverso . . . . .	70
3.5.3.	Conversión de acimutes directos a inversos y viceversa . . . . .	70
3.5.4.	Rumbo . . . . .	71
3.5.5.	Ángulo de dirección . . . . .	77
3.5.6.	Ángulo de inflexión o deflexiones . . . . .	79
3.6.	Métodos para el levantamiento de áreas . . . . .	81
3.6.1.	Método de diagonales y diagonales radiales . . . . .	81
3.6.2.	Método de abscisas y ordenadas . . . . .	83
3.6.3.	Método de radiación . . . . .	85
3.6.4.	Método de poligonación . . . . .	87

3.6.5.	Elección y distribución de los métodos . . . . .	89
3.7.	Conversión de Coordenadas Polares en Rectangulares . . . . .	90
3.8.	Cálculo de Poligonales Cerradas . . . . .	92
3.8.1.	Comprobación angular . . . . .	93
3.8.2.	Error lineal de cierre . . . . .	95
3.8.3.	Cálculo de la Precisión lineal . . . . .	97
3.8.4.	Distribución del error lineal de cierre . . . . .	97
3.8.5.	Cálculo de las coordenadas cartesianas de los vértices . . . . .	99
3.8.6.	Cálculo del área . . . . .	100
3.9.	Procesamiento de los datos . . . . .	103
3.9.1.	Ordenamiento de las Operaciones . . . . .	103
3.9.2.	Control del cálculo . . . . .	105
<b>4.</b>	<b>Teoría de errores y su aplicación</b> . . . . .	<b>107</b>
4.1.	Importancia del estudio de los errores para los trabajos topográficos . . . . .	107
4.2.	Errores y equivocaciones . . . . .	108
4.2.1.	Errores sistemáticos y accidentales . . . . .	109
4.2.2.	Errores verdaderos y aparentes . . . . .	112
4.2.3.	Valor más probable . . . . .	112
4.2.4.	Necesidad de establecer un error medio . . . . .	113
4.2.5.	Error Probable . . . . .	114
4.2.6.	Error máximo . . . . .	115
4.2.7.	Error Probable del Valor Promedio . . . . .	115
4.2.8.	Peso de una observación . . . . .	116
4.2.9.	Concepto de precisión . . . . .	117
4.2.10.	Valor más probable (VMP) . . . . .	119

<b>5. Generalidades y métodos de altimetría</b>	<b>121</b>
5.0.1. Objeto de la Altimetría . . . . .	121
5.1. Conceptos Fundamentales . . . . .	122
5.1.1. Superficie de Nivel . . . . .	122
5.1.2. Línea de nivel . . . . .	123
5.1.3. Nivel Medio del Mar . . . . .	123
5.1.4. Superficie de referencia arbitraria .	125
5.1.5. Cotas altimétricas . . . . .	125
5.1.6. Puntos de Cota Fija (PCF) . . . .	126
5.1.7. Plano horizontal . . . . .	127
5.1.8. Línea horizontal . . . . .	127
5.1.9. Desnivel . . . . .	127
5.2. Métodos altimétricos . . . . .	128
5.2.1. Nivelación Trigonométrica . . . .	130
5.2.2. Fundamentos de la taquimetría . .	131
<b>6. Nivelación Geométrica y su aplicación</b>	<b>135</b>
6.1. Instrumentos para nivelación geométrica .	135
6.1.1. Niveles . . . . .	135
6.1.2. Miras . . . . .	137
6.1.3. Accesorios y auxiliares para las ni- velaciones . . . . .	138
6.1.4. Procedimientos de la nivelación geométri- ca . . . . .	139
6.2. Corridas de Altitudes por Nivelación Geométri- ca . . . . .	143
6.2.1. Registro de Campo . . . . .	145
6.3. Comprobación de las Nivelaciones . . . .	149
6.3.1. Errores y equivocaciones . . . . .	149
6.3.2. Equivocaciones más frecuentes . .	149

6.3.3.	Errores sistemáticos y formas de eliminarlos . . . . .	150
6.3.4.	Errores Accidentales . . . . .	151
6.3.5.	Corrida en dos direcciones . . . . .	159
<b>7.</b>	<b>Perfiles y Rasantes</b>	<b>163</b>
7.1.	Perfiles . . . . .	163
7.1.1.	Perfiles o secciones longitudinales .	164
7.1.2.	Perfiles o secciones transversales .	165
7.1.3.	Forma de registrar los datos de los perfiles . . . . .	169
7.1.4.	Puntos de referencia planimétricos y altimétricos . . . . .	173
7.1.5.	Señalamiento de la línea de perfil	174
7.1.6.	Levantamiento planimétrico de la línea de perfil . . . . .	175
7.2.	Levantamiento altimétrico . . . . .	176
7.3.	Secciones transversales . . . . .	178
7.3.1.	Control del trabajo . . . . .	180
7.4.	Rasantes . . . . .	181
7.4.1.	Pendiente . . . . .	181
7.4.2.	Concepto de Rasante . . . . .	183
<b>8.</b>	<b>Representación del relieve</b>	<b>189</b>
8.1.	Concepto de curvas de nivel . . . . .	190
8.1.1.	Equidistancia . . . . .	190
8.1.2.	Características de las curvas de nivel	190
8.1.3.	Obtención de los puntos que definen las curvas . . . . .	192
8.1.4.	Interpolación de las cotas redondas	195
8.2.	Dibujo de un plano con curvas de nivel . .	197

---

8.3. Interpretación de mapas y planos con curvas de nivel . . . . .	198
8.3.1. Elevaciones y depresiones . . . . .	199
8.3.2. Llanuras . . . . .	199
8.3.3. Cauces . . . . .	200
8.3.4. Divisorias . . . . .	201
8.3.5. Dirección de las pendientes . . . . .	202
8.4. Levantamiento topográfico por cuadrículas	202
<b>Lista de Abreviaturas</b>	<b>212</b>

# Índice de figuras

---

1.1. Sistema de coordenadas geográficas: la localización de A es determinada por la Longitud ( $\lambda$ ) y la Latitud ( $\phi$ ). . . . .	10
2.1. Escalas gráficas . . . . .	19
2.2. Escalas gráficas . . . . .	19
2.3. Construcción de escalas gráficas . . . . .	21
2.4. Escala gráfica . . . . .	22
2.5. Algoritmo para la identificación y solución de los tres problemas de la escala. . . . .	25
3.1. Distancia natural y reducida de la alineación $AB$ . . . . .	31
3.2. Jalones colocados en los extremos de la alineación. . . . .	34
3.3. Operador colocado unos pasos antes del primer jalón, de frente al segundo jalón estableciendo una visual entre ellos. . . . .	34
3.4. Ayudante situando un jalón en un punto intermedio C. . . . .	35

3.5. Operación para prolongar la alineación. . . . .	36
3.6. Proyección acotada de un punto. . . . .	39
3.7. Coordenadas focales. . . . .	43
3.8. Localización del punto C en la intersección de los dos arcos. . . . .	44
3.9. Utilización de puntos auxiliares o focos cuan- do la distancia entre los extremos y el pun- to C es muy grande. . . . .	45
3.10. Coordenadas rectangulares. . . . .	46
3.11. Coordenadas polares. . . . .	47
3.12. Coordenadas bipolares. . . . .	49
3.13. Medida de distancia. . . . .	51
3.14. Medida de distancias. . . . .	53
3.15. Medida de distancias. . . . .	53
3.16. Método de trazado de perpendiculares en el terreno. . . . .	54
3.17. Trazado de perpendicular desde un punto exterior a la alineación. . . . .	56
3.18. Técnica operatoria para la medición apro- ximada de ángulos entre dos alineaciones señaladas en el terreno utilizando la cinta. . . . .	58
3.19. Fundamento de los anteojos diastimométri- cos. . . . .	59
3.20. Visual inclinada formando un ángulo con la horizontal. . . . .	61
3.21. Lecturas en la mira: $hs = 1,360$ , $hi =$ $1,205$ o sea la altura media es igual a $1,282$ . . . . .	63
3.22. Cuadrantes topográficos. . . . .	68
3.23. . . . .	69
3.24. . . . .	69

3.25. . . . .	69
3.26. . . . .	69
3.27. . . . .	71
3.28. Representación del rumbo en los cuatro cuadrantes. . . . .	72
3.29. Rumbo directo y rumbo inverso. . . . .	73
3.30. Algoritmo para la conversión de acimutes a rumbos. . . . .	75
3.31. Algoritmo para la conversión de rumbos a acimutes. . . . .	76
3.32. Orden lógico para la identificación de los vértices de trabajo. . . . .	77
3.33. Conversión de ángulos de dirección a aci- mutes y viceversa . . . . .	78
3.34. Ángulo de inflexión o deflexiones. . . . .	80
3.35. Método de las diagonales. . . . .	82
3.36. Método de las diagonales radiales. . . . .	82
3.37. Método de abscisas y ordenadas. . . . .	84
3.38. Método de abscisas y ordenadas. . . . .	85
3.39. Método de radiación. . . . .	85
3.40. Poligonal abierta. . . . .	87
3.41. Poligonal cerrada. . . . .	88
3.42. Trazado de polígono auxiliar. . . . .	89
3.43. Determinación de coordenadas. . . . .	90
3.44. Cuadrantes topográficos y los signos de las coordenadas. . . . .	92
3.45. Determinación de coordenadas. . . . .	96
3.46. Cálculo de áreas. . . . .	100

---

4.1. Impactos realizados por un mismo tirador con la misma arma y sin variar la distancia de tiro. . . . .	110
5.1. Esquema de superficies y líneas de nivel. .	124
5.2. Fundamentos de la Nivelación Geométrica.	128
5.3. Fundamentos de la Nivelación Trigonométrica. . . . .	129
6.1. Sapo . . . . .	138
6.2. Cangrejo . . . . .	138
6.3. Cálculo de diferencia de nivel y cotas. . .	140
6.4. Determinación de varias cotas desde una misma puesta de instrumento, a partir de una cota conocida. . . . .	142
6.5. Datos obtenidos para llenar el registro de campo . . . . .	145
6.6. Método de comprobación por doble punto de cambio. . . . .	153
6.7. Corrida de cotas por doble punto de cambio.	154
6.8. Corrida de cota con mira reversible. . . .	157
6.9. Doble posición a nivel. . . . .	159
7.1. Vista en planta de perfil longitudinal y perfiles transversales . . . . .	164
7.2. Forma real del terreno entre los puntos A y B. . . . .	165
7.3. Representación de la sección del terreno considerando todos los puntos. . . . .	166
7.4. Representación de la sección del terreno sin considerar todos los puntos. . . . .	166

7.5. Croquis con datos planimétricos de una línea de perfil. . . . .	168
7.6. Perfiles transversales en las estaciones. . .	179
7.7. Pendiente ascendente o positiva. . . . .	181
7.8. Pendiente descendente negativa. . . . .	182
7.9. Cálculo de la pendiente. . . . .	182
7.10. Rasante . . . . .	184
7.11. Sub rasante . . . . .	185
7.12. Representación del perfil longitudinal del terreno y su rasante. . . . .	187
8.1. Proyección de las curvas de nivel sobre el plano. . . . .	192
8.2. Distribución de puntos acotados por cuadrículas. . . . .	193
8.3. Distribución de puntos acotados en forma rectangular. . . . .	194
8.4. Distribución no uniforme de puntos acotados. . . . .	194
8.5. Elevación, depresión y parte llana del terreno. . . . .	200
8.6. Cauce y divisoria configurados por curvas de nivel. . . . .	201
8.7. Las líneas de base pueden estar situadas en los límites del terreno. . . . .	204
8.8. Las líneas de base situadas en el centro del terreno. . . . .	204
8.9. Referencia a la variación notable del relieve que pasa entre los vértices de las cuadrículas. . . . .	206

# Índice de cuadros

---

3.1. Registro de Campo. . . . .	103
7.1. Registro de campo donde se anotará los datos obtenidos en el terreno. . . . .	167
7.2. Registro de datos altimétricos. . . . .	169
7.3. Registro de datos planimétricos de perfiles topográficos. . . . .	172
7.4. Forma de registrar los datos de las seccio- nes transversales. . . . .	180
7.5. Información de un perfil longitudinal con la determinación de . . . . .	186



# 1

## Topografía y otras ciencias auxiliares

---

### 1.1 Ciencias que se ocupan de la medición de la Tierra y las relaciones entre ellas

La Topografía como todas las ciencias, guarda íntima relación con otras ramas del saber humano, siendo difusos los límites que las separan. Las más cercanas a ella son la Geodesia y la Cartografía. Su relación es tan estrecha que cualquiera de ellas es complemento de las otras, de ahí que su interconexión es difícil de romper.

El objeto de estudio de la Topografía son los métodos para la representación del terreno, con el propósito de mostrar en mapas y planos detalles naturales y creados por el hombre. Ese objeto también abarca el manejo de los instrumentos que se emplean.

La Geodesia tiene por objeto “el estudio de la forma y dimensiones de la Tierra”, considerando que esta tiene una superficie curva [1]. Precisamente esta es su principal diferencia con la Topografía, que representa los detalles

del terreno en mapas y planos sin considerar la curvatura terrestre.

Cuando el área a estudiar tenga una superficie de algunos miles de hectáreas, puede considerarse pequeña, por tanto la curvatura de la tierra es despreciable al representarla. En esos casos los métodos topográficos son los apropiados para realizar el trabajo.

En el caso de grandes superficies, tales como sistemas de riego aguas abajo de un embalse, que pueden llegar a decenas de miles de hectáreas, los métodos topográficos no son suficientes, debido a que la curvatura de la tierra hay que considerarla, por tanto, es necesario usar métodos cartográficos y geodésicos.

La diferencia esencial entre la Topografía y la Geodesia consiste pues, en que la primera se ciñe por porciones y líneas limitadas a la superficie terrestre consideradas como planas; mientras que la Geodesia se extiende al globo terráqueo en general, o cualquiera de sus porciones, pero siempre en condiciones tales que se hace necesario tener en cuenta la curvatura de la superficie terrestre.

La Topografía determina la posición de los puntos de un modo parcial o local, refiriéndolo a otros puntos situados también en la misma porción que se considera (Coordenadas Topográficas); mientras que la Geodesia la determina de un modo general, refiriéndolo al conjunto de la superficie terrestre (Coordenadas Geodésicas).

A consecuencia de esto hay también gran diferencia entre las aplicaciones que respectivamente persigue cada una. La Topografía se dedica al levantamiento de planos de fincas, de poblaciones, lagunas, costas de poca exten-

sión o zonas en las que se proyecta construir una carretera, acueducto, canales, trazado de obras civiles (urbanas o rurales), etc., mientras que en la Geodesia se encarga de la elaboración de los mapas de las naciones, de sus largas costas y de las cartas de navegación aérea y marítima.

Dadas las características y niveles de exactitud y precisión requeridos en los trabajos geodésicos, sus instrumentos, teorías y principios son más precisos y perfeccionados que los empleados por la Topografía.

La Cartografía, por otra parte, es la ciencia que “estudia los diferentes métodos o sistemas que permiten representar en un plano una parte o la totalidad de la superficie terrestre, pero esta no es desarrollable, tanto si se considera esférica como elipsoídica, por lo que ha de sufrir una transformación, según el método o sistema que se adopte” [2].

Existen diversos métodos para realizar la transformación de coordenadas geográficas a planas, es decir, llevar longitud y latitud de un punto ubicado en un elipsoide a una superficie plana o mapa donde el eje cartesiano define los valores de X e Y.

Como resultado de la representación del terreno de los trabajos geodésicos quedan de manera permanente los denominados vértices geodésicos. Esos puntos deben constituir la base y punto de partida de los trabajos topográficos. Para esto será necesario realizar pequeñas transformaciones, recordemos que la Geodesia considera la curvatura de la tierra, por ello, al llevar esta información a un plano se empleará un sistema cartográfico que supone la tierra con forma de elipsoide en revolución. Luego de te-

ner los puntos geodésicos en un plano se complementará el trabajo con los accidentes naturales y antrópicos del área, con el auxilio de métodos e instrumentos topográficos.

La relación entre las tres ciencias puede verse cuando se quiere elaborar el mapa de una zona extensa, siendo el procedimiento como sigue: se toman los datos geodésicos, se transforman con un sistema cartográfico, se ubican en el plano y finalmente se realizan las tareas correspondientes a la Topografía.

Las tareas que se llevan a cabo a partir de las mediciones geodésicas pueden ser, con determinado grado de convencionalidad, agrupadas en científicas y científico-técnica.

A las tareas científicas pertenecen el complejo problema de la determinación de la forma y dimensiones de la Tierra. El método fundamental para resolver esta tarea lo constituye la medición de las longitudes de los arcos de la superficie terrestre, por ejemplo, el arco de los meridianos y paralelos (métodos geométricos) y también la medición de las anomalías de la fuerza de gravedad en diferentes puntos de la superficie terrestre (método gravimétrico).

A las tareas científico-técnicas pertenecen las cuestiones sobre la creación de redes geodésicas que sirven de base a los levantamientos topográficos y los trabajos cartográficos.

La cartografía moderna como ciencia se subdivide en una serie de disciplinas: estudio de mapas, cartografía matemática, confección, redacción, composición y edición de los mapas.

El estudio de los mapas consiste en investigar los mapas geográficos, su desarrollo, propiedades, tipos y métodos para su confección, en esta disciplina, a veces, como temas especiales se destacan la historia de la cartografía y los materiales cartográficos, o más exactamente, el estudio de las fuentes cartográficas.

El objetivo de la cartografía matemática es la teoría de las proyecciones cartográficas, es decir, la ciencia que trata de las propiedades de las proyecciones y de sus tipos, de los métodos de evaluación y de la elección y búsqueda de proyecciones para los distintos mapas.

La confección y redacción de los mapas estudia y elabora los métodos y procesos para la confección de los originales de mapas en condiciones de gabinete y los aspectos de dirección científico- técnico en la construcción de éstos en las diferentes etapas del trabajo, incluyendo su edición.

La composición de los mapas estudia los medios de representación que se emplean para expresar el contenido del mapa. Este tema de la Cartografía se basa en el estudio del gráfico y de los colores, para su aplicación a los mapas geográficos.

La edición de los mapas estudia y elabora los métodos y procesos de reproducción y multiplicación mecánica (impresión) de los mapas. Este se basa en las ciencias físico- químicas y técnicas y pertenece a la esfera de la poligrafía, es decir, la rama de la técnica que elabora diversa producción impresa.

### 1.1.1 Ciencias auxiliares y complementarias

La Topografía no solo se relaciona estrechamente con la Geodesia y la Cartografía, sino que también se sustenta en otras como la Geometría y la Trigonometría, de las que toma y aplica sus principios.

Geometría Aplicada fue el nombre con que el italiano Paolo Ignazio Pietro Porro (1801-1875), fundador de la Taquimetría, denominó a la Topografía, demostrando el basamento teórico que sustenta muchos de los cálculos topográficos.

Poseer conocimientos consolidados de Geometría y Trigonometría son requisitos previos que debe cumplir toda persona que se dedique al estudio de la Topografía.

La Física como ciencia ha hecho aportes fundamentales para el desarrollo de los instrumentos empleados en los estudios topográficos. Un ejemplo de ello son los goniómetros, más conocidos popularmente como teodolitos, en cuyo anteojo existe un sistema de prismas que permite la lectura de ángulos y distancias, dos medidas básicas en la Topografía.

La Geografía Física constituye fuente de conocimientos para el dominio de la Topografía, sus conceptos de la Tierra en el Espacio, las teorías sobre la determinación de posiciones de la Tierra, la medición del tiempo y las representaciones geográficas son imprescindibles para un buen topógrafo.

### 1.1.2 Forma y dimensiones de la Tierra

#### *Geoide y Elipsoide de referencia*

Cuando se realizan trabajos geodésicos se seleccionan puntos distribuidos por toda la superficie objeto de estudio, al conocer su posición es posible deducir la forma del territorio.

La ubicación de los puntos geodésicos es referida a una superficie real o arbitraria. Convencionalmente se plantea que esa superficie es el nivel medio del mar, el cual define el denominado Geoide, o sea, la superficie equipotencial en forma de elipsoide de revolución que favorece los cálculos geodésicos.

El desarrollo matemático del geoide es de gran complejidad, constituyéndose en su limitación para ser aceptado como superficie de referencia para determinar la posición de los puntos geodésicos. Esto ha obligado a que su sustituto sea un elipsoide de revolución cuya forma se adapte al geoide.

Es común que se confundan los términos geoide y elipsoide de referencia. Por ello vale aclarar que el geoide es una superficie física real, en tanto que el elipsoide de referencia es una superficie arbitraria que se toma para facilitar la determinación de los puntos geodésicos y la configuración del geoide.

Hasta inicios del siglo XX cada país empleaba una superficie de referencia, esto hacía prácticamente imposible un estudio conjunto, esta situación llevó al surgimiento de la Unión Geodésica y Geofísica Internacional, y en su asamblea general celebrada en 1924 en Madrid se tomó

el acuerdo de recomendar, para los trabajos de Geodesia a realizar en el futuro, adoptar como superficie de referencia el elipsoide de Hayford (1909), cuyas dimensiones son: 6378288 metros en el radio terrestre ecuatorial ( $a$ ) y una relación de achatamiento ( $1/f$ ) igual a  $1/297$ . El achatamiento es la relación entre los dos radios, ecuatorial y polar que se halla por la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{f} = \frac{a - b}{a}$$

Donde:  $a$ : es el radio ecuatorial y  $b$ : es el radio polar.

Con el desarrollo de la tecnología de satelital y los métodos de observación de la tierra desde el espacio se realizaron diversos ajustes a las dimensiones anteriores, es así que en 1964, la Unión Astronómica Internacional, propuso que elipsoide tuviera  $a = 6378160$  metros y  $1/f = 1/298,25$ .

Investigaciones realizadas por Veis llevaron a nuevos datos, cuyos resultados recomiendan:

$$a = 6378142 \pm 6 \text{ metros} \quad 1/f = 1/298,225 \pm 0,005.$$

A nivel global se ha extendido un sistema de referencia terrestre y datum geodésico para la determinación de coordenadas geográficas, conocido como Sistema Geodésico Mundial 1984 (WGS84), por sus siglas en inglés *World Geodetic System*. Este sistema de coordenadas fue propuesto por el Departamento de Defensa de Estados Unidos para los denominados Sistema de Posicionamiento Global (GPS), y luego adoptado por la comunidad geodésica mundial. Los parámetros del WGS84 son:

$$a = 6378137,0 \text{ metros} \quad 1/f = 1/298,257223563$$

Los meridianos son definidos por la intersección de planos con el elipsoide de referencia, siempre que pasen por el eje de revolución. Si los planos son perpendiculares al eje definen a los paralelos. El paralelo que pasa por el centro del elipsoide es denominado Ecuador. Las líneas imaginarias que constituyen los meridianos y paralelos tienen su representación homóloga en sus proyecciones que constituyen los mapas.

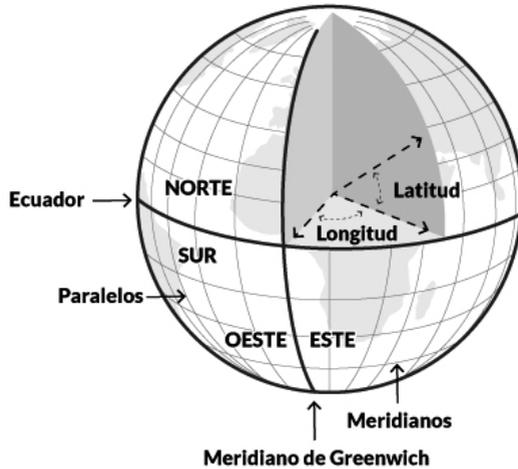
#### *Coordenadas geográficas*

Éstas definen la ubicación de un punto sobre el elipsoide, a partir de la intersección del meridiano y el paralelo que pasan por el mismo, se expresan en grados, minutos y segundos. Son las conocidas como longitud y latitud.

Hasta 1884 existían varios meridianos que eran considerados como “el primero o cero”, esto traía serias dificultades a la cartografía mundial, por esta razón ese año se desarrolló una conferencia mundial en la ciudad de Washington en la que se acordó definir como meridiano principal o cero al que atraviesa el Real Observatorio, de la ciudad de Greenwich en Inglaterra. Esa línea imaginaria es el origen de coordenadas geográficas, que divide el mundo en los hemisferios Este y Oeste y al mismo tiempo constituye el origen del tiempo para la hora oficial, Tiempo Medio de Greenwich (GMT), (*Greenwich Mean Time*).

La longitud de un punto es el ángulo que se forma entre el meridiano 0 y el que pasa por el punto objeto de

estudio. Esta coordenada puede ser positiva o negativa dependiendo de que su ubicación esté al Este u Oeste del meridiano de Greenwich, respectivamente. La magnitud del ángulo formado entre los dos meridianos oscila entre  $0^\circ$  y  $180^\circ$ .



**Figura 1.1:** Sistema de coordenadas geográficas: la localización de A es determinada por la Longitud ( $\lambda$ ) y la Latitud ( $\phi$ ).

La latitud se determina de un modo similar a la longitud, solo que en este caso el ángulo a medir está comprendido entre el paralelo cero o Ecuador y el paralelo que pasa por el punto objeto de estudio. Esta coordenada también puede ser positiva si está al Norte del Ecuador

o negativa si está al Sur de este paralelo. El mayor valor que puede tomar el ángulo medido es  $90^\circ$ .

Un punto vendrá determinado, por tanto, sobre el elipsoide por la longitud de su meridiano y la latitud de su paralelo, que constituyen las coordenadas geográficas del punto de que se trata.

## **1.2 Necesidad y objeto de la Topografía. Importancia para el ingeniero**

La representación del terreno es prácticamente indispensable para las diversas obras que vayan a realizarse por parte de los seres humanos. Por ello la Topografía juega un papel primordial para la sociedad, vista desde los sectores públicos y privados. Prácticamente cualquier trabajo que se realice en los dominios de las Ciencias de la Tierra y el Espacio, conllevan una representación gráfica, que generalmente comienza con un trabajo topográfico.

Los trabajos topográficos son muy diversos, tanto por la magnitud de las áreas a estudiar como por la precisión que se requiere para cada uno. Ejemplos de estos trabajos son: el trazado de vías de comunicación (carreteras, caminos y ferrocarriles), los mapas catastrales (especialmente los realizados a nivel parcelario en las fincas y empresas agrícolas y pecuarias), la implantación de un sistema de riego con el trazado de sus canales de riego y drenaje, la construcción de terrazas en el terreno y trabajos de nivelación parcelaria.

La gestión de los recursos territoriales exige del ingeniero la aplicación de una tecnología que se corresponda

con las capacidades potenciales de productividad de los suelos, así como de su conservación y mejoramiento, todo lo cual no es posible sin el planeamiento adecuado de las actividades que demanda dicha explotación, tales como: las labores de preparación de suelo, siembra y fertilización, control de plagas y enfermedades, irrigación y drenaje, recolección de productos y su transportación, la mecanización de estas actividades, etc., sin dejar de atender el rendimiento económico y los programas de conservación y mejora de los recursos naturales y artificiales.

Las representaciones resultantes de los trabajos topográficos son herramientas fundamentales para el quehacer diario de los ingenieros. Si no se cuenta con ellas es prácticamente imposible realizar tareas de planificación y ejecución de labores como las mencionadas en el párrafo anterior. Por las razones antes expuestas es obligatorio que los ingenieros agropecuarios, agrícolas, agrónomos y otras especialidades afines, estén en la capacidad de leer los mapas y planos topográficos y puedan tomar decisiones en función del análisis realizado.

### **1.2.1 Tareas de la Topografía**

La Topografía tiene por objeto:

- a) El cálculo de la ubicación de puntos en el terreno, a partir de la determinación de sus coordenadas.
- b) La elaboración de mapas y planos sobre la base de las mediciones y cálculos realizados.
- c) La reubicación y señalamiento en el terreno de los resultados que aparecen en los mapas y planos.

Las tareas antes mencionadas se logran con la realización de tres actividades que se definen a continuación:

**Levantamientos:** son las actividades de planificación y mediciones de longitudes, ángulos y desniveles, que se realizan en el campo con el propósito de recopilar los datos necesarios para representar el terreno.

**Trabajos de gabinete:** los datos obtenidos en el campo son procesados y analizados, una vez que se determinan las distancias, coordenadas, superficies y volúmenes es posible representar en el plano lo observado en el terreno.

**Replanteos:** son los procedimientos que se ejecutan para llevar al terreno los resultados que se representaron en los mapas y planos.



# 2

## Escalas de Mapas y Planos. Su utilidad

---

En el capítulo anterior se definieron las tres actividades que se realizan para cumplir el objeto de la Topografía. Para lograr la representación gráfica de los datos recopilados en el levantamiento, o para hacer replanteos es necesario conocer la escala a que se está trabajando. A ese tema dedicaremos este capítulo.

Todo ingeniero, independientemente de la rama del conocimiento a que se dedique, debe conocer y manejar las escalas en que trabaja. Los especialistas de las Ingenierías Agrícola, Agronómica y Agropecuaria no están exentos de esta situación, en su trabajo diario pueden manejar mapas y planos, de ahí que el dominio del significado de las escalas, sus formas de expresión, así como los problemas que se pueden presentar cobran una importancia primordial en su formación.

## 2.1 Concepto

La escala es una razón en la cual se establece la relación de distancia entre dos puntos cualesquiera, sobre el mapa o plano y sus homólogos en el terreno.

El concepto anterior permite escribir:

$$Escala = \frac{Dimensiones\_mapa\_o\_plano}{Dimensiones\_terreno} = \frac{Papel}{Terreno} = \frac{d}{D}$$

## 2.2 Expresión de la escala y su significado

Atendiendo al concepto anterior de escala, ésta se puede indicar por medio de una fracción o una igualdad. Esa razón se expresa de la forma siguiente:

$$\frac{1}{D}; 1 : M \quad o \quad \frac{1}{D}; 1 : D$$

Para que estas relaciones se cumplan, hay que expresar el numerador y el denominador en la misma unidad de longitud.

### A tener en cuenta:

La escala siempre se refiere a longitudes, nunca a superficies.

La distancia en el mapa o plano aparece en el numerador, se expresa por la unidad. El denominador, que es la distancia en el terreno, mediante  $D$  o  $M$  y se llama factor de reducción o Módulo de escala. Ese factor o módulo señala el valor por el que hay que multiplicar la distancia en el plano para conocer la distancia en el terreno.

Sea por ejemplo una distancia en el plano de  $5,5 \text{ cm.}$ , que representada sobre el plano a escala  $1 : 5000$ , es equivalente a  $275 \text{ m}$  en el terreno, o sea, el producto de:

*distancia en el plano \* Módulo = distancia en el terreno*

$$5,5\text{cm} \times 5000 = 27500\text{cm} = 275\text{m}$$

Inversamente se obtiene la distancia en el plano, dividiendo la distancia en el terreno entre el factor de reducción o módulo.

$$\frac{\text{Distancia\_Terreno}}{M} = \text{Distancia\_Plano} \quad \frac{27500}{5000} = 5,5\text{cm}$$

## 2.3 Clasificación de las escalas

De acuerdo por la forma en que se expresan, las escalas pueden ser:

- a. Escalas numéricas o fraccionarias.
- b. Escalas gráficas.
- c. Escalas de palabras y cifras.

### 2.3.1 Escalas numéricas

Son aquellas que representan la relación entre el plano y el terreno mediante una fracción en la cual el numerador es la unidad y el denominador es lo que representa esa unidad en el terreno.

$$\frac{1}{5000} \quad \text{o} \quad 1 : 5000$$

Estas expresiones se leen: “uno sobre cinco mil”, “uno es a cinco mil”, o lo más común “uno en cinco mil”.

#### A tener en cuenta:

Con la misma unidad en que se refiera en el numerador hay que referir el denominador.

Algunos ejemplos:

- Un milímetro es a cinco mil milímetros.
- Un centímetro es a cinco mil centímetros.
- Un metro es a cinco mil metros.

Sin embargo, conviene considerar como unidad de longitud para numerador y denominador el centímetro, o sea:

**“Que un centímetro en el papel es equivalente a cinco mil centímetros en el terreno”.**

En las escalas numéricas podemos diferenciar tres tipos que sólo se distinguen por sus módulos, ellos son:

- Escalas pequeñas:  $< 1:500\ 000$
- Escalas medianas:  $1:25\ 000$  hasta  $1:499\ 999$
- Escalas grandes:  $1:2$  hasta  $1:24\ 999$

### 2.3.2 Escalas gráficas

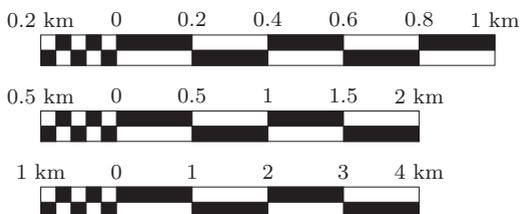
Son aquellas que representan a la escala numérica mediante una línea o reglilla convenientemente graduada y

se encuentra dividida en partes que representan una determinada distancia en el terreno.

Esta escala tiene como ventaja que podemos hallar la distancia en el terreno a partir de la distancia en el plano sin tener que hacer cálculo alguno.

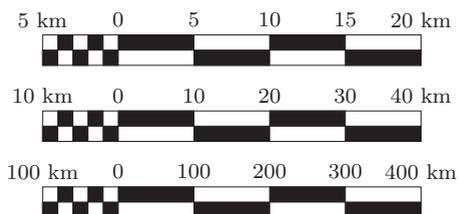
Ejemplos de escalas gráficas:

En la Figura 2.1 aparecen las escalas: escalas: 1:20 000, 1:50 000 y 1:100 000



**Figura 2.1:** Escalas gráficas

Para escalas 1:500 000, 1:1000 000 y 1:10 000 000 (Figura 2.2):



**Figura 2.2:** Escalas gráficas

### 2.3.3 Escalas de palabras y cifras

Son escalas poco utilizadas que se representan por medio de una igualdad, donde un miembro representa la medida en el plano y el otro la medida en el terreno, y cada uno con sus unidades.

Ejemplos:

$$10 \text{ cm} = 45 \text{ km.}$$

$$1 \text{ cm} = 1.5 \text{ km.}$$

$$2 \text{ cm} = 200 \text{ m.}$$

$$8 \text{ mm} = 10 \text{ km.}$$

### 2.3.4 Construcción de una escala gráfica a partir de una escala numérica

Para construir una escala gráfica a partir de una numérica, debemos tener en cuenta, según la magnitud de la escala, cuánto queremos que se aprecie como mínimo en la misma, entonces llevarlo a la cantidad de centímetros que representa esa distancia. Por ejemplo:

Un mapa está a escala de 1:75 000, y se desea construir su escala gráfica que aprecie kilómetros.

Solución:

1 cm. en el mapa equivale a 75 000 cm. en el terreno, o sea, 750 m o lo que es lo mismo 0.75 km.

1 cm. en el mapa = 0,75 km. en el terreno.

Para conocer cuántos centímetros necesitamos para representar 1 km planteamos:

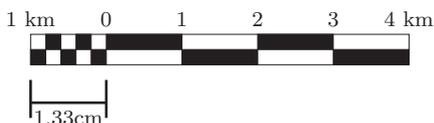
$$1 \text{ cm.} \text{ ————— } 0.75 \text{ km.}$$

$$x \text{ ————— } 1 \text{ km.}$$

$$\text{Por lo que: } x = \frac{1km \times 1cm}{0,75km} = 1,33cm$$

O sea:  $1.33cm = 1km$

Y la escala gráfica quedaría construida de la forma que se muestra en la Figura 2.3:



**Figura 2.3:** Construcción de escalas gráficas

Otro ejemplo:

Se tiene un mapa a escala 1:2 000 000, y se quiere construir una escala gráfica que aprecie de 50 en 50 km.

Solución:

1 cm. ——— 2 000 000 cm. ó 20 000 m ó 20 km.

O sea:

1 cm. ——— 20 km.

x ——— 50 km.

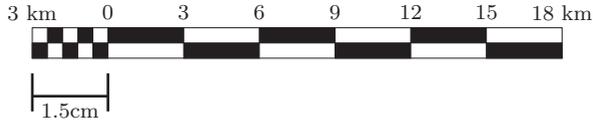
$$x = \frac{50km \times 1cm}{20km} = 2,5cm$$

### Sugerencia

Les proponemos a los lectores que elaboren la escala gráfica a partir de esos datos.

### 2.3.5 Construcción de una escala numérica a partir de una escala gráfica

Se desea determinar la escala numérica a partir de la siguiente escala gráfica (Figura 2.4):



**Figura 2.4:** Escala gráfica

$$1.5\text{cm} \text{ ————— } 3\text{km}$$

$$1\text{cm} \text{ ————— } x$$

$$x = \frac{1\text{cm} \times 3\text{km}}{1,5\text{cm}} = 2\text{km} = 200000\text{cm}$$

$$x=200\ 000$$

La escala numérica será: 1:200 000

## 2.4 Las fórmulas de los tres problemas básicos de la escala

Anteriormente se explicó que la escala ( $E$ ) es la relación que existe entre la distancia en el plano ( $d$ ) y la distancia en el terreno ( $D$ ), la cual puede expresarse de la siguiente forma:

$$E = \frac{d}{D} \tag{2.1}$$

También se sabe que la escala es expresada por medio de una fracción, cuyo numerador es la unidad y el denominador es el módulo o factor de reducción:

$$E = \frac{1}{D} \quad (2.2)$$

igualando 2.1 y 2.2 se obtiene.

$$\frac{d}{D} = \frac{1}{D} \quad (2.3)$$

expresando esta igualdad en forma lineal:

$$d \times M = 1 \times D \quad (2.4)$$

Entonces, el módulo o Factor de reducción ( $M$ ) es igual al cociente de dividir la distancia en el terreno ( $D$ ) entre la distancia en el plano ( $d$ ):

$$M = \frac{D}{d} \quad (2.5)$$

Al sustituir esta expresión del módulo o factor de reducción ( $M$ ) en la igualdad (2.2), se obtiene la escala:

$$E = \frac{1}{M} = \frac{1}{D/d} \quad (2.6)$$

Por lo que se puede decir que:

**“La escala es una fracción cuyo numerador es la unidad y el denominador es el cociente de dividir la distancia en el terreno por la distancia en el plano”.**

$$E = \frac{1}{D/d} \quad (2.7)$$

**Problema básico # 1: determinación de la Escala**

El denominador de la escala ( $M$ ) es igual al cociente de dividir las dimensiones en el terreno ( $D$ ) entre las dimensiones en el plano ( $d$ ), igualdad 2.5.

$$M = \frac{D}{d} \quad (2.8)$$

**Problema básico # 2: cálculo de la longitud en el plano o mapa**

La longitud en el plano ( $d$ ) es igual al cociente de dividir la longitud en el terreno ( $D$ ) entre el denominador de la escala ( $M$ ).

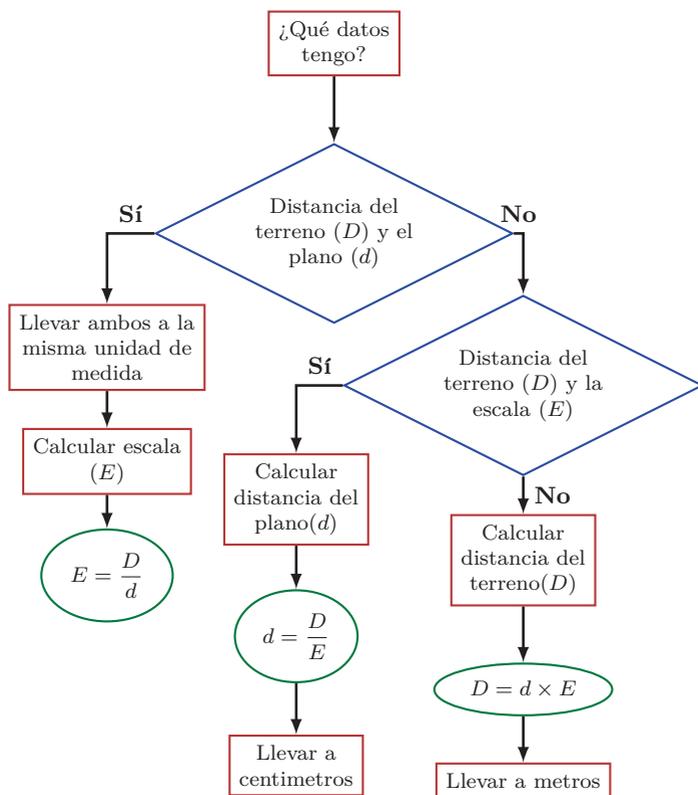
$$d = \frac{D}{M} \quad (2.9)$$

**Problema básico # 3: cálculo de la longitud en el terreno**

La dimensión en el terreno ( $D$ ) es igual al producto de multiplicar la dimensión en el plano ( $d$ ) por el denominador de la escala ( $M$ ).

$$D = d \times M \quad (2.10)$$

En la Figura 2.5 se muestra el procedimiento de identificación de los tres problemas de la escala y su solución a través de un algoritmo.



**Figura 2.5:** Algoritmo para la identificación y solución de los tres problemas de la escala.

## 2.5 Factor de paso de una escala a otra

Este procedimiento es utilizado para los casos de llevar una distancia cualquiera de un mapa o un plano con una escala, a otra escala.

Se denomina Factor de paso a la relación entre el denominador de la escala que se dispone ( $M$ ) y el denominador de la escala que se quiere dibujar ( $M'$ ); es decir:

$$Fp = \frac{M}{M'} \quad (2.11)$$

Las dimensiones en la segunda escala ( $L'$ ) serán iguales al producto de las dimensiones del mapa en la primera escala ( $L$ ) por el Factor de paso ( $Fp$ ), o sea:

$$L' = L \times Fp \quad (2.12)$$

## 2.6 Límite de percepción visual y su relación con la Escala

La magnitud de 0,25 mm puede ser apreciada por la vista humana, con un error de percepción máximo de 0,20 mm.

De este hecho derivamos una conclusión de gran importancia en la práctica, y es la necesidad de no olvidar nunca en los trabajos de campo la escala a que se trabaja, circunstancia sobre la que se centrará la atención ya que es un defecto en el que con gran frecuencia se incurre.

Si se trabaja, por ejemplo, a una escala de 1:25 000, los 0,2 milímetros del plano, de inevitable error, vendrían representados en el terreno por 5 metros, que a esta escala serían del todo despreciables. Si en cambio fuese aquella de 1:2 000, la misma magnitud del plano correspondería a 40 cm del terreno.

En el levantamiento de un camino, por ejemplo, en el primer caso, se despreciaría la curvatura de un tramo

cuya flecha (en un arco circular se denomina así a la distancia que hay desde el centro del arco hasta el centro de la cuerda) es inferior a los 5 metros, tomándolo como recto y quedando determinado solo por el punto de origen y el extremo final, mientras que en el segundo caso será necesario aquilatar hasta los 40 cm de flecha, situando puntos intermedios con mucho mayor costo y trabajo. Sin embargo, es frecuente olvidarse de este particular. En la vida profesional se tropieza muchas veces con trabajos defectuosos que se hubieran subsanado de haberse tenido presente, en el campo, la escala a que se trabaja.

Es frecuente que excelentes topógrafos, habituados a trabajos a pequeña escala, se desconcierten en el campo, al trabajar con escalas grandes de forma tal, que o bien queda el terreno sin suficiente representación, o incurren en el defecto contrario, exagerando el detalle por encima de la percepción en el plano, con un inmotivado encarecimiento del trabajo.

#### A tener en cuenta

El producto de 0,2 mm por el denominador de la escala da, en todos los casos, la distancia que resulta despreciable en el terreno.



# 3

## Levantamientos Planimétricos

---

La Topografía, para su estudio, se divide en dos grandes ramas: Planimetría y Altimetría. La primera se dedica a trabajos donde se considera que la zona estudiada es plana, las actividades a realizar son la medición de distancias y ángulos entre puntos situados en el terreno. Mientras que con la Altimetría, en lo fundamental, se determinan las diferencias de nivel entre puntos de la superficie estudiada estableciendo para ello una superficie como referencia, lo común es que se tome el nivel medio del mar. Este capítulo se dedicará a los levantamientos planimétricos.

### 3.1 Concepto de alineación

Los trabajos de Planimetría tienen como elemento básico la alineación, la cual es la línea recta que une a dos puntos en el terreno. ¿Cómo definir la alineación? Por la intersección de un plano vertical que pasa por los

puntos estudiados con el terreno. El principio físico que sustenta esta definición es que de esa misma manera se propagan las visuales.

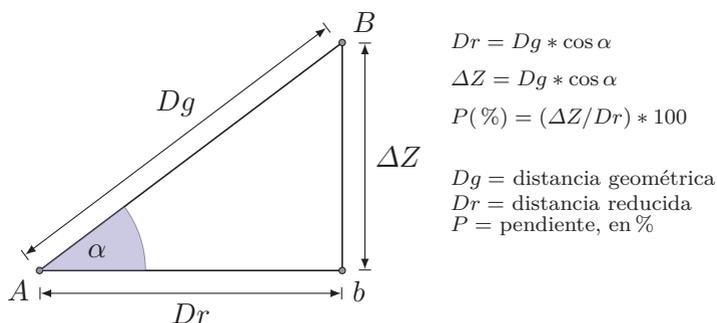
### 3.1.1 Distancia natural y reducida, superficie agraria

Se denomina distancia reducida a la proyección de una recta tomada en el terreno sobre un plano horizontal. En la Figura 3.1, **AB** representa la recta en el terreno y **ab** será su proyección en el plano.

Evidentemente la longitud **ab** será, en general, menor que **AB**; la primera medida conocida como *distancia reducida*, no obstante, en Topografía es esta la que interesa, designándose a la longitud **AB** tomada en el terreno con el nombre de *distancia geométrica o natural*.

Si en lugar de una recta se proyecta una superficie la obtenida en el plano será menos extensa que la verdadera magnitud del terreno, solo tendrán las mismas dimensiones si es horizontal y plana.

En trabajos topográficos se le denomina *superficie agraria* a esta proyección. Téngase presente que la vegetación y las edificaciones son verticales y no perpendiculares a las superficies que las sostienen, de ahí que las distancias entre ellas dependen de la proyección y no de la inclinación del terreno.



**Figura 3.1:** Distancia natural y reducida de la alineación AB.

Si se pretende, por ejemplo, hacer una plantación de frutales en dos parcelas, una horizontal y otra inclinada, el marco de éstos habrá de determinarse midiendo horizontalmente, de árbol a árbol, la distancia que habría de separarlos y no siguiendo la inclinación del terreno, con lo que en ambas parcelas cabrían el mismo número de plantas.

Resumiendo, en los trabajos topográficos se consideran las distancias reducidas y las superficies agrarias, que son las proyecciones de lo que realmente encontramos en el terreno que se estudia.

### 3.1.2 Señalamiento de alineaciones

Para lograr el objetivo principal que se propone la Topografía, de obtener el plano de una superficie y calcular ésta, basta con determinar las posiciones relativas de cierto número de puntos situados sobre dicha superficie.

La posición de un punto, como estudiaremos más adelante, se obtiene cuando conocemos a qué distancia y dirección se encuentra de una alineación señalizada en el terreno, de ahí la necesidad permanente de la Topografía de realizar el señalamiento de alineaciones. Por lo general, las alineaciones se señalan marcando sus extremos pero en ocasiones, por su longitud o la necesidad de un trabajo específico, se requiere señalar puntos intermedios de esa alineación.

Para marcar puntos sobre el terreno, se utilizan distintas señales que pueden clasificarse en permanentes, semipermanentes o temporales y accidentales. Las primeras, deben permanecer en el terreno durante mucho tiempo y constituyen, luego, la base de diversos trabajos, como parcelaciones, levantamiento de poligonales, corrida de altitudes, etc.

Estas señales son monumentos de piedra u hormigón empotrados en el suelo que pueden tener una chapa de identificación como en el caso de los hitos que forman la Red Geodésica Nacional.

Las señales temporales, basta con que permanezcan en el terreno, el tiempo que duran los trabajos de levantamiento o replanteo y suelen utilizarse para este fin los piquetes o estacas de madera, cabillas o clavos que se empotran en superficies duras como carreteras o el propio terreno.

Las señales accidentales únicamente se utilizan en el momento de observación para hacer visible el punto a distancia. Para estos casos se utilizan los jalones que son listones de madera u otro material ligero de 2,5 metros de

longitud aproximadamente y forma hexagonal o cilíndrica terminado en un regatón de hierro para clavarlos en el terreno.

Por lo general se pintan en franjas alternas de 50 cm de rojo y blanco. También pueden utilizarse banderolas y balizas que es un tipo de jalón rústico confeccionado con una rama recta de un árbol con la punta aguzada.

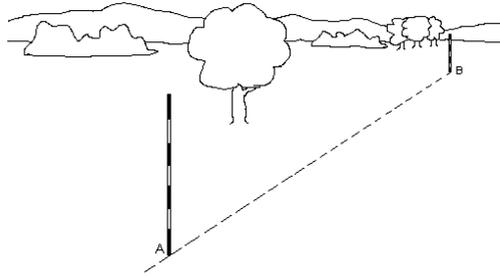
Como ya dijimos, para señalar una alineación en el terreno, basta con colocar en cada uno de sus extremos, una señal permanente o temporal, pero, en ocasiones se requiere señalar puntos intermedios de esa alineación lo cual se hace generalmente con señales accidentales (jalones), operación que recibe el nombre de señalar o jalonar una alineación y frecuentemente se realiza sin la ayuda de ningún instrumento, lo que se conoce como señalamiento de alineaciones rectas a ojo.

Jalonar una alineación no es una operación compleja, basta con definir la alineación mediante dos jalones que se sitúan en los extremos y posteriormente ir colocando jalones intermedios con el auxilio de la vista, de manera tal que situándose el operador detrás de uno de ellos, no se vean los demás.

Para efectuar el jalonamiento debe seguirse la siguiente técnica operatoria:

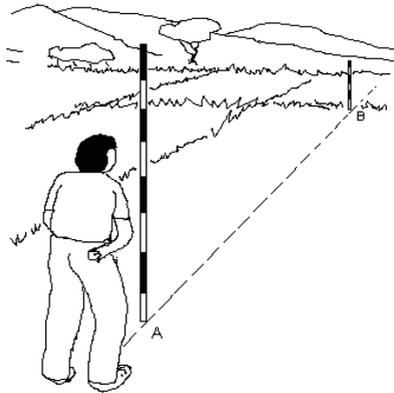
### **Operaciones**

1. Se colocan sendos jalones en los extremos de la alineación (ver la Figura 3.2).



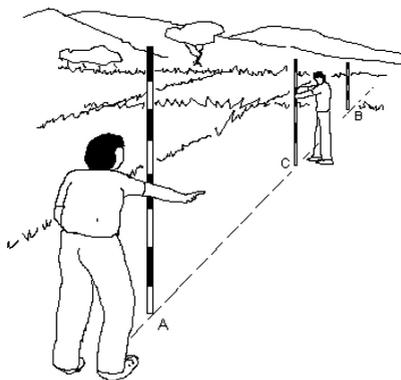
**Figura 3.2:** Jalones colocados en los extremos de la alineación.

2. Un operador se sitúa 2 o 3 pasos separado del primer jalón colocándose de frente a la dirección del segundo jalón y establece una visual entre ellos (Figura 3.3).



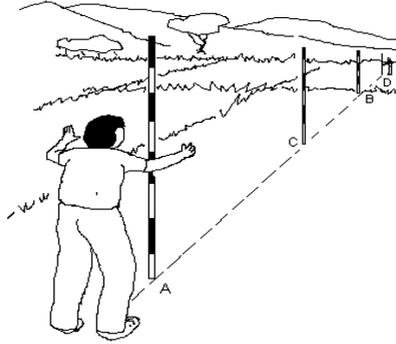
**Figura 3.3:** Operador colocado unos pasos antes del primer jalón, de frente al segundo jalón estableciendo una visual entre ellos.

3. Un ayudante sitúa un jalón en un punto intermedio entre los extremos, colocándose de lado a la alineación (ver figura 3.4) y en correspondencia con las señales del observador mueve el jalón de un lado u otro hasta que el mismo se encuentre en línea con AB. El movimiento del jalón se hace en tramos cortos con un solo golpe, esperando por la nueva señal.



**Figura 3.4:** Ayudante situando un jalón en un punto intermedio C.

4. El ayudante procede a clavar el jalón en el terreno procurando que quede en posición vertical, lo cual será verificado por el observador.
5. A continuación procederá a repetir las operaciones 3 y 4 tantas veces como sea necesario, tanto para situar los jalones entre A y B como para prolongar la alineación (Ver figura 3.5).



**Figura 3.5:** Operación para prolongar la alineación.

Si la prolongación fuese excesiva para el operador situado en A, este se trasladará hacia C, que fue previamente alineado desde A, para alinear el punto D; esta operación se repetirá si se requiriese seguir prolongando la alineación.

### 3.1.3 Localización planimétrica de puntos

Todos conocemos que cada punto de un levantamiento topográfico tiene una ubicación en el espacio. Esta posición espacial tiene dos aspectos: la localización geométrica o absoluta en relación con algún sistema de referencia exterior y las relaciones topográficas cualitativas que mantiene con otros objetos espaciales.

Para entender mejor esto último, se puede reflexionar sobre cómo habitualmente, se hace referencia a la localización de un objeto espacial. Se dice “La Facultad de Ciencias Agrarias está detrás y cerca de la gasolinera de

Petroecuador” o mi domicilio está en el cruce de las calles Guayaquil y Orellana”. Es decir, normalmente no se emplean sistemas de referencias absolutos y cualitativos, sino una enumeración de relaciones entre lugares/objetos espaciales de orden más bien cualitativo y poco preciso. Este tipo de información es importante para la actividad real de una persona y también para el funcionamiento de un Sistema de Información Geográfica (SIG), pero no para la elaboración de los Mapas y Planos que son objeto de la Cartografía y la Topografía según hemos estudiado, donde resulta imprescindible la determinación de la posición absoluta de cada lugar usando para ello un sistema de ejes de coordenadas.

Los sistemas de coordenadas pueden ser de dos tipos: (i) geográficas o esféricas, que se emplean en la representación de datos a nivel global; y (ii) planas, se utilizan en trabajos que cubren superficies más o menos reducidas de la superficie terrestre.

Las coordenadas esféricas o geográficas, como se dijo en el capítulo anterior, se basan en establecer la longitud ( $\lambda$ ), midiendo el ángulo entre el meridiano del punto estudiado de la superficie terrestre y el meridiano origen (normalmente es el que pasa por Greenwich, Inglaterra), varía entre  $180^\circ$ Este y  $180^\circ$ Oeste. La otra coordenada esférica es la latitud ( $\phi$ ), que es el ángulo entre el paralelo que pasa por el punto y el Ecuador, oscila entre  $90^\circ$ Norte y  $90^\circ$ Sur.

Las coordenadas planas pueden ser de diversos tipos, unas establecidas libremente y otras de carácter general o prefijado, tales como la Universal Transversal Mercator.

Los sistemas generales favorecen que se realice la integración espacial de datos que se hayan obtenido en diversos lugares o momentos. Estos sistemas basan su representación en dos ejes perpendiculares. En ellos el horizontal se denomina  $X$  y el vertical  $Y$ . Las coordenadas se determinan al medir la longitud de la línea recta perpendicular que une el punto a localizar y cada uno de los ejes, hallando así las coordenadas  $X$  (abscisa) e  $Y$  (ordenadas) del punto.

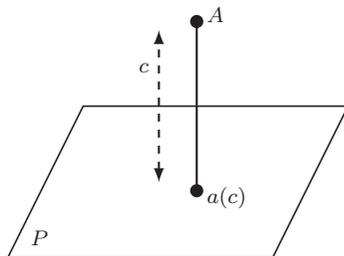
Las coordenadas planas son proyecciones de la esfera terrestre que a través de complejos sistemas de ecuaciones las representan en un plano. Estas transformaciones crean distorsiones y consecuentemente errores, sin embargo, cuando la extensión de las áreas no es grande las implicaciones de esos errores no son significativos.

Los mapas y planos topográficos se representan en papel, en ellos se desprecia la curvatura de la tierra, es decir, se dibuja el terreno en dos dimensiones cuando en realidad posee tres, si consideramos el relieve. Esto es posible porque se emplean sistemas de representación propios de la Geometría Descriptiva.

En los trabajos topográficos no todos los sistemas de representación son apropiados, solo el sistema de acotado puede usarse en la Topografía, pues el resto presenta limitaciones. Unos deforman el terreno si se varían las dimensiones (cónico y axonométrico), otros dificultan la lectura al acumular y sobreponer las proyecciones debido a que la vertical es varias veces menor que la horizontal.

En el sistema acotado se elige un plano horizontal arbitrario  $P$ , ese sería el plano de comparación. Como

se puede observar en la Figura 3.6, en él se proyectan en forma perpendicular los puntos a representar, donde  $\mathbf{a}$  es la proyección en el plano del punto  $\mathbf{A}$  del espacio. Así quedaría en dos dimensiones lo que en realidad ocupa tres, si se considera el relieve.



**Figura 3.6:** Proyección acotada de un punto.

La proyección  $\mathbf{a}$  del punto no es suficiente para conocer dónde se encuentra el mismo, es decir, se necesitan otros parámetros, de no ser así, de su verdadera ubicación espacial solo se sabrá que está en la recta proyectante  $\mathbf{A}-\mathbf{a}$  y podría estar en infinitas posiciones en el espacio.

Para completar la representación con el sistema acotado es necesario mostrar la distancia que existe entre el punto y su proyección. En la Figura 3.6 se le ha denominado cota  $\mathbf{c}$ . La ubicación espacial de un punto está dada por su proyección y la cota, solo un punto cumplirá esas condiciones en el espacio.

La cota  $\mathbf{c}$  puede tomar diversos valores, los cuales pueden ser positivos, negativos e incluso cero, esto dependerá de la posición que ocupe el punto  $\mathbf{A}$  respecto al plano de comparación. Con el ánimo de facilitar los cálculos es

común que dicho plano tenga una posición que implique que las cotas de todos los puntos objeto de estudio sean positivas.

Si en lugar de proyectar un punto se hace lo mismo con una recta  $\mathbf{AB}$  medida en el terreno, su proyección en el plano se representa a través de sus extremos  $\mathbf{ab}$ .

Anteriormente se definieron las dos ramas que posee la Topografía: planimetría y altimetría. Relacionándolas con lo que acabamos de explicar se puede afirmar que los levantamientos planimétricos conducen a la determinación de la proyección del punto en un espacio bidimensional, definido por sus coordenadas  $\mathbf{X}$ ,  $\mathbf{Y}$ ; mientras que con los altimétricos se calcula la cota del punto.

Los instrumentos que se emplean en cada tipo de levantamiento suelen ser totalmente diferentes, por esa razón muchas veces se hacen por separado, también pueden realizarse de forma simultánea, con un solo instrumento llamado taquímetro, empleando métodos del denominado levantamiento taquimétrico. Con independencia del método de levantamiento que se emplee los trabajos se realizan en dos etapas: (i) recolección de datos en el terreno, y (ii) procesamiento y análisis de datos en oficina, el llamado gabinete, que culmina con el dibujo de puntos, líneas y polígonos en un plano.

Los levantamientos topográficos, planimétricos y altimétricos, consisten en una sucesión de operaciones de medidas de longitudes, ángulos o desniveles. Cada operación se sustenta en las anteriores a ella, de ahí que los errores que se cometen se van acumulando. Por ello se trata de realizar la menor cantidad de operaciones esca-

lonadas posible para disminuir la magnitud de los errores que se cometen.

Existen tres maneras de determinar la posición relativa de un punto, ellas son:

- a. Desde dos puntos conocidos se mide la distancia hasta el punto que se desea ubicar.
- b. A partir de los extremos de una línea recta conocida se miden el ángulo formado y la distancia hasta el punto.
- c. Desde los extremos de una línea recta conocida se miden los ángulos formados entre ella y el punto.

En los levantamientos del terreno se miden distancias y ángulos horizontales pues son las proyecciones de los puntos y líneas las que se representan en los planos y mapas.

Los Métodos Planimétricos son la manera de realizar la recopilación de datos en el terreno para:

1. Elaborar planos en los que se represente el terreno objeto de estudio.
2. Determinar la superficie que cubre dicho terreno.
3. Calcular la precisión del trabajo realizado.

Los métodos planimétricos se pueden clasificar en dos grupos para su estudio:

- A. Métodos para levantamientos o replanteos de puntos.

## B. Métodos para el levantamiento de áreas.

El fundamento que sustenta ambos métodos es el mismo, en el momento de su aplicación es que pueden observarse diferencias. Si los puntos a levantar son independientes unos de otros se emplea el primer método. Mientras que el segundo se utiliza si el objeto del levantamiento es la determinación de los límites de la zona a estudiar, es decir, esos puntos constituyen los límites del objeto que se desea representar.

### 3.2 Métodos para el Levantamiento o Replanteo de Puntos

El procedimiento para llevar a cabo el levantamiento o el replanteo de un punto es el mismo que el de una recta, recordemos que esta última es definida por los puntos extremos.

Existen por lo menos cuatro métodos para determinar la posición de un punto, a continuación se exponen sus características principales:

- a. Trilateración o coordenadas focales.
- b. Abscisas y ordenadas o coordenadas rectangulares.
- c. Coordenadas polares.
- d. Coordenadas angulares o bipolares.

Para explicar los métodos tomaremos en consideración que:  $ab$  es la representación en el plano de la alineación  $AB$  medida en el terreno y  $c$  es la proyección del punto  $C$ .

### 3.2.1 Trilateración o Coordenadas Focales

Se toma como referencia una alineación que existe en el terreno, a partir de ella se determina la posición del punto.

En la Figura 3.7 se muestra la alineación  $ab$  proyección de la línea real  $AB$  definida en el terreno, ésta será la referencia para hallar la localización  $c$  que es la proyección del punto  $C$ .

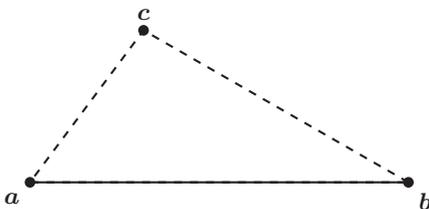


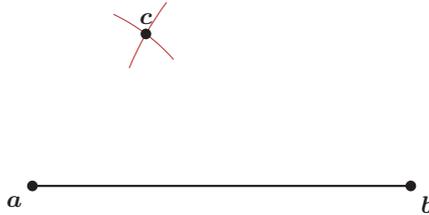
Figura 3.7: Coordenadas focales.

La posición del punto  $C$  con respecto a la alineación  $AB$  se determina midiendo las distancias  $AB$ ,  $BC$  y  $AC$ , que en la Figura 3.7 están representadas por las proyecciones  $ab$ ,  $bc$  y  $ac$ .

El procedimiento para dibujar en el plano es el siguiente:

1. Se traza una línea recta en un papel, con cualquier dirección, considerando la escala del dibujo se mide la equivalente a la longitud  $AB$  del terreno.
2. Se calculan, según la escala, las longitudes correspondientes en el papel de las distancias  $AC$  y  $BC$ .

3. Se toma un compás, se hace centro en  $a$ , y se traza un arco con radio igual a la distancia  $ac$ , como se puede observar en la Figura 3.8.



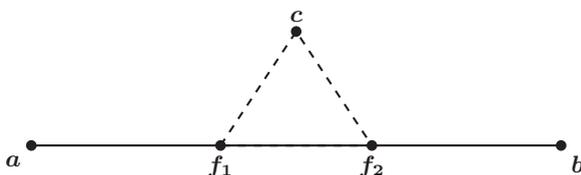
**Figura 3.8:** Localización del punto C en la intersección de los dos arcos.

4. Se coloca el compás en el otro extremo de la línea, haciendo centro en  $b$ , trazamos un arco de circunferencia con la distancia  $bc$  (Figura 3.8).
5. El punto  $c$  se localiza en la intersección de ambos arcos.

Al realizar el levantamiento es necesario dejar explícitamente declarado si el punto  $C$  se halla a la derecha o a la izquierda de la alineación  $AB$ . Para ello debemos situarnos en  $A$  mirando hacia  $B$ .

Si la alineación  $AB$  es muy extensa y por ello las distancias hasta el punto  $C$  es muy grande, se sugiere ubicar dentro de la alineación puntos intermedios a los cuales se les denomina focos, a partir de ellos se realiza el mismo procedimiento explicado en los párrafos anteriores. En la Figura 3.9 se muestra la manera en que se dibujaría en

el plano. Lo primero sería representar la alineación  $AB$  por la recta  $ab$  llevada a escala, luego, se representan los puntos  $f_1$  y  $f_2$  sobre la recta  $ab$  con las distancias y  $AF_1$   $F_1F_2$  reducidas por la escala, por último se procede a representar el punto  $c$  con la ayuda del compás y procediendo con las distancias  $F_1C$  y  $F_2C$  tal y como se explicó antes, cuando representamos  $C$  midiendo desde los extremos  $A$  y  $B$ .



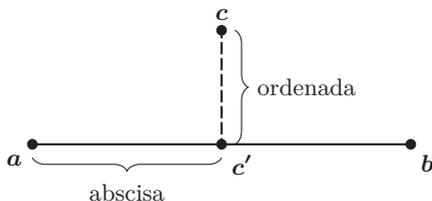
**Figura 3.9:** Utilización de puntos auxiliares o focos cuando la distancia entre los extremos y el punto  $C$  es muy grande.

### 3.2.2 Coordenadas rectangulares (abscisas y ordenadas)

La ubicación del punto  $C$  respecto a una alineación  $AB$ , todos en el terreno, con el empleo de este método se puede observar en la Figura 3.10. Los pasos a seguir son:

1. Se mide la longitud de la alineación  $AB$ .
2. Con la ayuda de métodos elementales, por ejemplo el teorema de Pitágoras, se traza una perpendicular desde  $C$  hasta la alineación, en la intersección se señala el punto  $C'$ .

3. Se traza en el terreno una perpendicular desde  $C$  hasta la alineación  $AB$  auxiliándonos de métodos elementales o por estimación y señalamos el punto  $C'$ .
4. Se mide la distancia  $AC'$ , esto define el eje de las  $X$  (abscisas).
5. Se mide en el eje de las  $Y$  (ordenada) la distancia  $C'C$ .



**Figura 3.10:** Coordenadas rectangulares.

El procedimiento para dibujar en el plano el punto  $C$  se presenta a continuación:

1. Se determina la longitud en el papel de la alineación  $AB$  y se dibuja la recta  $ab$ .
2. Se determinan, de acuerdo con la escala de trabajo, los valores de  $AC'$  y  $C'C$  medidas en el terreno.
3. Se mide sobre la recta  $ab$ , la distancia  $ac'$  y se señala sobre esta la posición de  $c'$ .
4. Se traza una perpendicular desde  $c'$  que pase por la recta  $ab$ , con la ayuda de instrumentos de dibujo (cartabones).

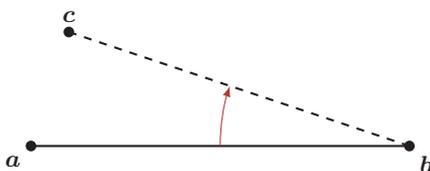
5. En la línea perpendicular trazada se mide la distancia  $c'e$ , quedando localizado el punto  $c$  en relación con la recta  $ab$ .

En este caso también debe quedar claro si el punto  $C$  está a la izquierda o a la derecha de la alineación  $AB$ .

### 3.2.3 Coordenadas polares

Para el levantamiento de puntos a través del método de coordenadas polares se realizan en el terreno las siguientes mediciones:

1. Longitud de la alineación  $AB$ .
2. Situados en el extremo  $B$  con un instrumento topográfico (teodolito) se mide el ángulo  $ABC$  en sentido topográfico positivo, es decir, a favor de las manecillas del reloj.
3. La distancia  $BC$ .



**Figura 3.11:** Coordenadas polares.

Para dibujar en el plano la posición del punto  $C$ , se procede como se muestra en la Figura 3.11.

1. Se determina la longitud de  $ab$  y se dibuja en el papel en correspondencia con la escala de trabajo.
2. Con el empleo de un transportador de ángulos y colocando su centro en el extremo  $b$  se traza una línea según el ángulo  $ABC$  medido.
3. Sobre la recta inclinada se mide la distancia  $BC$  reducida al papel según la escala seleccionada y señalamos la posición del punto  $c$ .

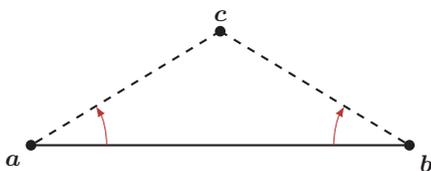
Con este método de levantamiento de puntos no es necesario aclarar la posición de  $C$  respecto a la alineación  $AB$  ya que la magnitud del ángulo medido indicará una sola posición de  $C$ .

El hecho de que solo haya que medir un ángulo y la distancia entre puntos hace que este método sea más exacto y por ello el más empleado en la Topografía.

### 3.2.4 Coordenadas angulares o bipolares

En la Figura 3.12 se representa este método. Los datos a levantar en el terreno son dos ángulos y una distancia:

1. Longitud de la alineación  $AB$ .
2. Desde  $A$  se mide el ángulo  $BAC$  que en la figura tiene sentido topográfico negativo (contrario a las manecillas del reloj).
3. Desde el extremo  $B$  se mide el ángulo base  $ABC$  que en la figura tiene sentido topográfico positivo.



**Figura 3.12:** Coordenadas bipolares.

Para dibujar en el plano la posición del punto  $c$ , se procede como sigue:

1. Se dibuja la recta  $ab$  con cualquier inclinación y con distancia  $AB$  del terreno reducida según la escala de trabajo.
2. Se mide en  $a$  el ángulo  $bac$  y se traza la recta  $ac$ .
3. Se mide en  $b$  el ángulo  $abc$  y se traza la recta  $bc$ .
4. La posición del punto  $c$  queda definida por la intersección de las rectas  $ac$  y  $bc$ .

Este método es útil en el caso de que el punto a levantar se halle muy alejado de la alineación base ( $AB$ ) o que su acceso sea difícil, observe que solo se mide la longitud de la alineación de referencia y los ángulos que se forman con el punto.

### 3.3 Métodos para medir distancias

La medida de distancias en el terreno es una operación fundamental para todos los métodos planimétricos, de hecho constituye una de sus bases.

La medición de una distancia en el terreno, puede hacerse de dos formas:

1. Medición directa.
2. Medición indirecta.

### 3.3.1 Medición directa de distancias

Las mediciones de distancias lineales directas constituyen operaciones frecuentemente realizadas en los levantamientos topográficos. Para ello se emplean las cintas métricas, o los conocidos longímetros (bandas, hilos o cadenas elaboradas, en su mayoría metálicos, u otro material flexible). Estas cintas, como su nombre lo indica, están graduadas en metros y subdivididas en centímetros y milímetros, aunque en ocasiones también tienen en una de sus caras el sistema de medidas inglés (pies y pulgadas).

Las cintas métricas pueden ser de diversos materiales, por ejemplo: acero, de lino (en ocasiones reforzadas con hilos de acero), sintéticas y de invar<sup>(a)</sup>.

Las cintas de lino y sintéticas se emplean en levantamientos que no requieran de mucha precisión. Las temperaturas diurnas pueden afectar la longitud de las cintas metálicas por los procesos de dilatación y contracción a que son expuestas, sin embargo los errores que pudieran provocar en la medición de distancias son despreciables al considerar la precisión de los levantamientos que se realizan en las Ciencias Agrícolas.

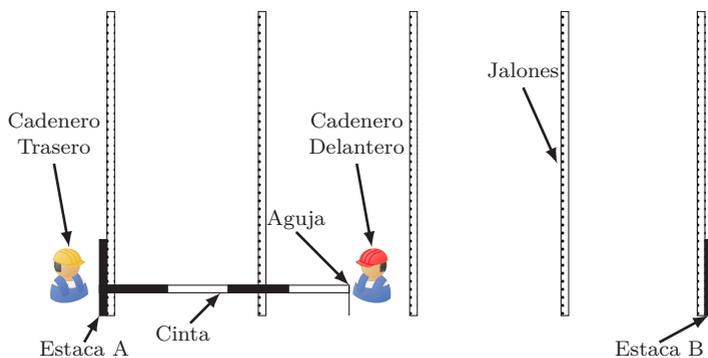
---

<sup>(a)</sup>Deben su nombre a la invariabilidad de sus características. Constituyen una aleación de 65 % de acero y 35 % de níquel.

Las distancias que se miden en los levantamientos topográficos generalmente son superiores a la longitud del instrumento que se emplee para ello, de ahí que haya que realizar varias mediciones u operaciones sucesivas o escalonadas. Ese proceso conduce a errores que si sobrepasan los valores admisibles llevarían a repetir el trabajo de campo con su correspondiente afectación económica por el tiempo y recursos invertidos.

Lo antes expuesto nos lleva a seguir un procedimiento estricto durante las mediciones directas, que se explica a continuación.

**Operación # 1:** Se señala la alineación con jalones (Figura 3.13).



**Figura 3.13:** Medida de distancia.

**Operación # 2:** Un operador toma 10 agujas del juego y caminando en dirección al extremo opuesto

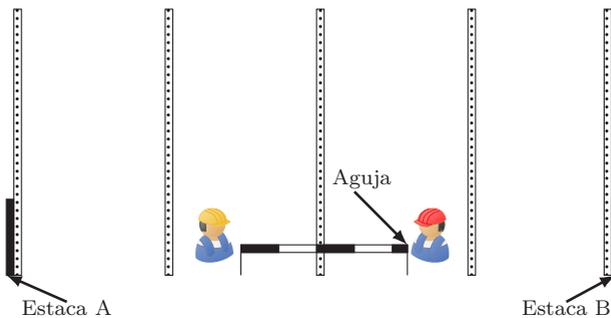
de la alineación, extiende la cinta en toda su longitud, sosteniéndola por la marca cero (0) con la empuñadura correspondiente (este operador recibe el nombre de delantero). Conjuntamente con esto, un segundo operador (trasero), sosteniendo la cinta en la marca que indica su longitud total, entierra una aguja debajo de la señal que define el extremo de la alineación y coloca la marca de la cinta coincidiendo con ella.

**Operación # 3:** El operador delantero, sosteniendo una aguja en posición vertical y colocándose de lado a la alineación y antes de la marca cero (0) de la cinta, procede a alinearla en correspondencia con las señales del operador trasero. Una vez alineada la entierra verticalmente.

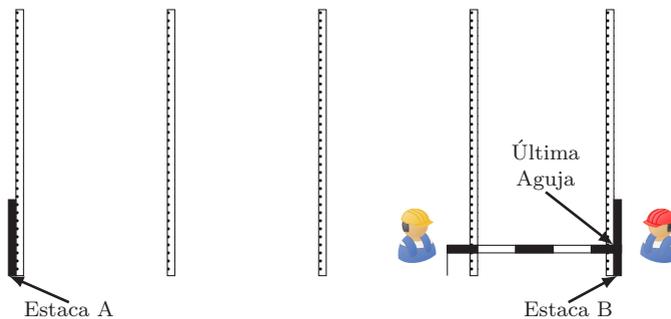
**Operación # 4:** El operador delantero extiende la cinta de manera que forme una recta con la aguja situada en 3 y procede a enterrar ésta en la marca cero de la cinta (esta operación puede realizarse conjuntamente con la 3 cuando los operadores adquieran cierta destreza).

**Operación # 5:** El operador delantero se mueve en la dirección de la alineación dejando la aguja que marca la primera cadenada, hasta donde se traslada el operador trasero después de recogida la aguja que enterró junto a la primera señal, repitiéndose las operaciones 3 y 4 para la segunda cadenada. El movimiento de ambos operadores debe ser simultáneo.

**Operación # 6:** Se repite la operación tantas veces como sea necesario y en cada movimiento el operador debe ir recogiendo las agujas que señalan cada cadena excepto la última, que permanece en el terreno hasta que concluya la medición (Figura 3.14 y 3.15).



**Figura 3.14:** Medida de distancias.



**Figura 3.15:** Medida de distancias.

Para determinar la distancia total se procede de la siguiente forma:

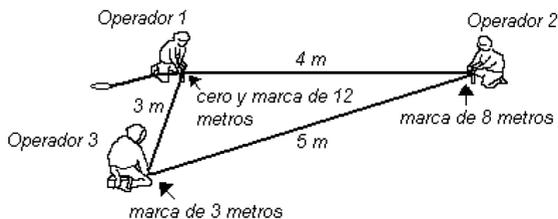
Dist. total = (# de agujas en poder del cadenero trasero \* Longitud total de la cinta) + dist. entre la última aguja y el extremo de la alineación.

La última aguja que marca una cadenada incompleta no se cuenta para la distancia total, pues es la equivalente a la primera en poder del cadenero trasero.

### 3.3.2 Técnica operatoria para el trazado de perpendiculares en el terreno

En el trazado de perpendiculares se pueden presentar dos casos:

1. Que la perpendicular se quiera señalar a partir de un punto cualquiera de la alineación.
2. Que la perpendicular se quiera señalar desde un punto exterior a la alineación.



**Figura 3.16:** Método de trazado de perpendiculares en el terreno.

Operaciones para trazar una perpendicular desde un punto cualquiera de una alineación:

**Operación # 1:** A partir del punto y en la dirección de la alineación se miden 3 metros con la cinta (Figura 3.16), procediendo a señalar con una estaca o aguja el punto que indica esa distancia, el cual debe formar parte de la alineación (debe estar alineado).

**Operación # 2:** Un operador se sitúa en el punto donde se quiere trazar una perpendicular colocando en este los valores cero (0) y 12 m. de la cinta, mientras un segundo operador sosteniendo la cinta por el valor de 3 m, coloca ésta en el punto señalado en la operación 1.

**Operación # 3:** Un tercer operador toma la cinta por el valor de 8 m. y tiempla la misma cuidando que se produzca la misma tensión hacia ambos lados de la cinta sostenida por los otros dos operadores, procediendo a marcar ese punto con una estaca o aguja, el cual indica la dirección de la perpendicular.

Si se desea prolongar la alineación se procede a señalarla con jalones siguiendo la técnica operatoria indicada.

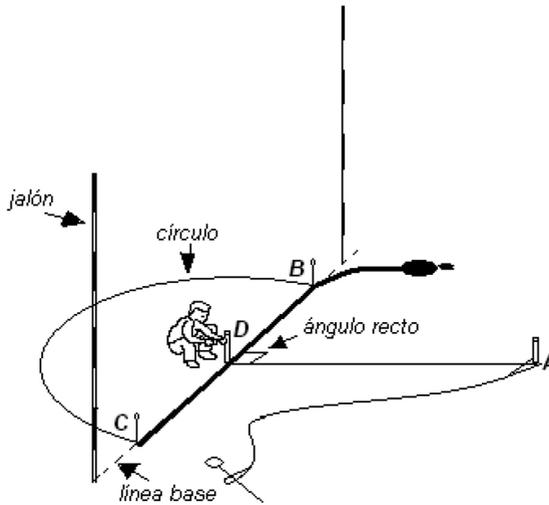
### 3.3.3 Trazado de una perpendicular desde un punto exterior de una alineación

**Operación # 1:** Se procede a señalar con una estaca o aguja un punto cualquiera sobre la alineación, cuidando que forme con el punto desde el que se quiere trazar la perpendicular una alineación inclinada.

**Operación # 2:** Se mide la distancia de la alineación señalada en la operación anterior.

**Operación # 3:** Se procede a señalar en la alineación original otro punto (con estaca o aguja) hacia el lado contrario al de la operación # 1 y que quede a igual distancia que éste desde el punto exterior (distancia medida en 2).

**Operación # 4:** Se mide la distancia entre los puntos señalados en 1 y 3 y se señala con una estaca o aguja el punto medio de la misma, el cual indicará la dirección de la perpendicular, dado que  $BD = CD$  (Figura 3.17).



**Figura 3.17:** Trazado de perpendicular desde un punto exterior a la alineación.

### 3.3.4 Medición de ángulos entre dos alineaciones señaladas en el terreno con cintas

**Operación # 1:** Se señala con una estaca o aguja, una distancia  $L$  cualquiera, desde el vértice del ángulo sobre una de las alineaciones, cuidando que el punto esté correctamente alineado (Figura 3.18).

**Operación # 2:** Sobre la otra alineación se procede a señalar otro punto situado a igual distancia  $L$  desde el vértice del ángulo, cuidando igualmente que esté correctamente alineado.

**Operación # 3:** Se mide la distancia ( $d$ ) entre los dos puntos señalados en las operaciones 1 y 2.

Para determinar el valor del ángulo se procede de la siguiente forma:

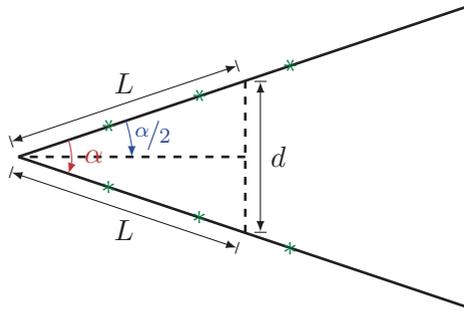
1. Se calcula el seno de  $\alpha/2$  (mitad del ángulo deseado) por la expresión:

$$\text{sen} \frac{\alpha}{2} = \frac{d}{2L}$$

2. Se obtiene el ángulo cuyo seno tiene el valor anterior (arcoseno o  $\text{sen}^{-1}$ ):

$$\text{arcsen} \frac{\alpha}{2} = \frac{\text{angulo medido}}{2}$$

2. Se obtiene el valor de  $\alpha$  multiplicando por dos el valor obtenido en 2.



**Figura 3.18:** Técnica operatoria para la medición aproximada de ángulos entre dos alineaciones señaladas en el terreno utilizando la cinta.

### 3.3.5 Método de medida indirecta de distancias

La medida indirecta de distancias se realiza con instrumentos que tienen su fundamento en los principios de la Geometría, para ello no se recorren las alineaciones, sino, que los mismos se ubican en determinados puntos. Estos equipos se agrupan en:

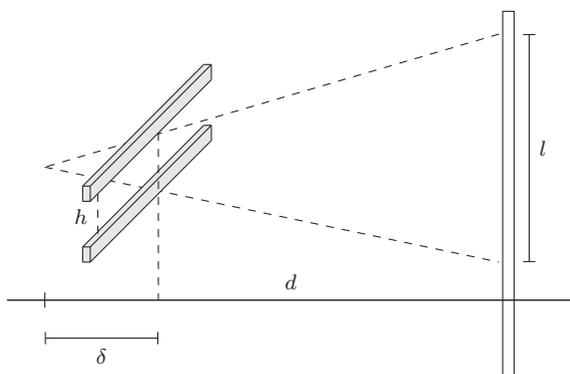
1. Instrumentos que permiten obtener el valor de la distancia auxiliándose de una regla o mira.
2. Instrumentos que permiten obtener el valor de la distancia mediante la medición de una pequeña base.

Los estadímetros se encuentran en el primero de esos dos grupos, para las mediciones utilizan la estadia (de ahí su nombre) o mira vertical. Son equipos muy usados en los levantamientos topográficos.

### 3.3.6 Principios que sustentan la estadia

La medición indirecta de distancias se realiza con mayor rapidez que cuando se hace de forma directa, debido a que los instrumentos empleados poseen potentes anteojos denominado estadimétricos o diastimométricos.

En la Figura 3.19 se puede observar el principio que sustenta la observación a través de dichos anteojos. Es similar a cuando vemos una regla vertical a través de dos listones consecutivos de una persiana. Los listones limitan el espacio visible de la regla y simulan los denominados hilos horizontales que aparecen en los anteojos. El significado de cada letra en la figura es:  $h$  representa la separación de los listones o hilos del antejo,  $l$  la longitud del segmento de regla visible,  $\delta$  la separación entre el ojo y la persiana y  $d$  la distancia del ojo a la regla.



**Figura 3.19:** Fundamento de los anteojos diastimométricos.

A partir de eso se puede definir la siguiente relación:

$$\frac{d}{l} = \frac{\delta}{h}$$

La distancia  $d$  se puede calcular al despejar la relación anterior si se conocen los otros términos. A continuación se presentan ecuaciones en las que la relación entre dos términos se hace constante y definen categorías de estadías.

$$d = \frac{\delta}{h} * l \quad (3.1)$$

$$d = \delta * \frac{l}{h} \quad (3.2)$$

Lo más común es que las constantes sean  $\delta$  y  $h$ , por tanto  $l$  varía en cada lectura que se realice sobre la regla graduada. De esa manera  $\frac{\delta}{h} = K$  y la ecuación 3.1 tomaría la siguiente forma:

$$d = K * l$$

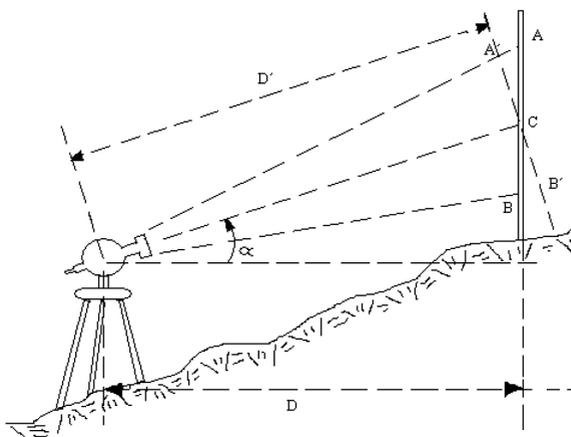
El significado de la ecuación anterior es que la distancia desde el ojo hasta la regla vertical se determina al multiplicar la constante  $K$  (*constante diastimométrica*) por la longitud de regla observada. Los estadímetros que utilizan este principio se denominan de hilos fijos o de mira variable.

La explicación anterior es válida si las visuales son horizontales y perpendiculares a la mira, pero, si son inclinadas como en la Figura 3.20 el procedimiento para

determinar la distancia  $D$  no sería colocando la mira perpendicular a las visuales, sino considerando el ángulo que forma el anteojo respecto a la horizontal, por lo que la distancia reducida es:

$$D = K * l \cos^2 \alpha$$

Resumiendo, la determinación de la distancia  $D$  de forma indirecta se realiza al colocar en un extremo de la alineación un estadímetro y en el otro una mira vertical, en la que se hallará la distancia entre los hilos, o sea, la longitud de mira interceptada y el ángulo formado con la horizontal. El valor de  $D$  se halla multiplicando la longitud de mira ( $l$ ) por la contante diastimométrica ( $K$ ) y por el cuadrado del coseno del ángulo ( $\alpha$ ).



**Figura 3.20:** Visual inclinada formando un ángulo con la horizontal.

### 3.3.7 Lecturas en las miras

El valor de la longitud  $l$  observada en la mira se halla por la diferencia de las distancias del suelo a los hilos superior e inferior ( $hi$ ), en la Figura 3.21 se muestra un ejemplo de “lecturas” en la mira. Una manera de comprobar que no se han cometido errores en la lectura de la mira es “leyendo” el valor del hilo medio del anteojo ( $hm$ ). A continuación se presenta un ejemplo de cómo emplear las lecturas en la mira.

En la Figura 3.21, apreciando a la estima hasta el cuarto de división, se anotarán las siguientes lecturas:

$$hs = 1,360$$

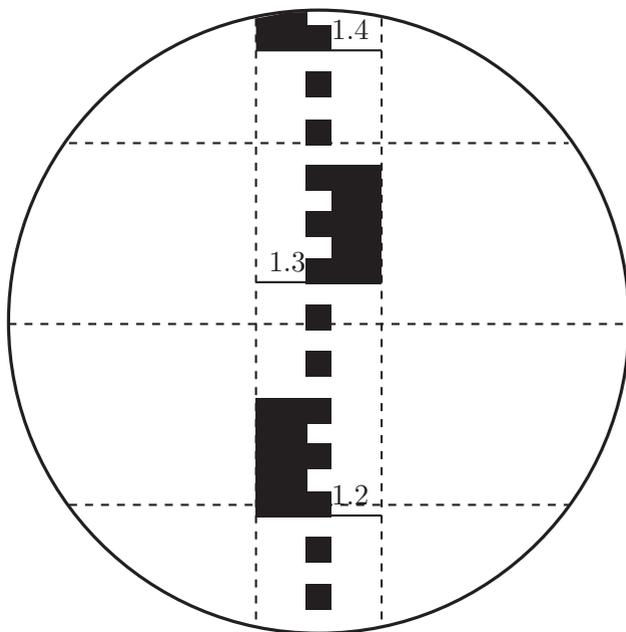
$$hm = 1,282$$

$$hi = 1,205$$

Obteniéndose como comprobación:

$$\frac{hs + hi}{2} = hm = \frac{1360 + 1205}{2} = 1282$$

que concuerda con el valor del  $hm$  medido en la mira, pudiendo, sin embargo, admitirse para distancias mayores alguna pequeña discrepancia debida al límite de percepción visual ( $\leq 5mm$ ), pero que nos pondrá a cubierto de posibles equivocaciones, que son especialmente frecuentes en los principiantes.



**Figura 3.21:** Lecturas en la mira:  $hs = 1,360$ ,  $hi = 1,205$  o sea la altura media es igual a  $1,282$ .

En el ejemplo anterior, suponiendo horizontal la posición del anteojo, el valor de la distancia sería  $l = hs - hi$   
 $l = 1,360 - 1,205$   $l = 0,155$   $D = K * l$

Si  $K = 100$   $D = 100 * 0,155 = 15,5m$ .

### 3.3.8 Alcance de los estadímetros

La distancia a medir con los estadímetros depende de la imagen que se observe en la mira a través del anteojo, debido a que es función de la constante diastimométrica

y la longitud de la mira. La longitud de la alineación debe ser tal que se puedan apreciar claramente las divisiones de la mira. Si las distancias son grandes los errores suelen incrementarse con rapidez y disminuye la precisión del levantamiento. Es común que se recomienden distancias no mayores de 150 metros para las medidas indirectas de distancias.

Los factores principales que inciden en la visibilidad de la mira y por tanto en la precisión de la lectura son:

1. Las características ópticas del antejo, es decir, claridad, aberración cromática, aumentos.
2. Los colores de la mira, los cuales influyen en la claridad con que se vea, si son vivos favorecen a que resalte y tengan mejor iluminación, si son apagados la visión es deficiente.
3. La graduación de la mira, o sea, las divisiones que favorecen su lectura.
4. Las condiciones de iluminación del día. Si el día es soleado, con cielo despejado es mejor que cuando está nublado. Por otra parte, en horas del mediodía se dificulta la visibilidad, principalmente si el sol está de frente al operador, producto de la reverberación atmosférica.

### 3.4 Orientación de alineaciones

**Concepto de orientación.** La orientación de una alineación es el procedimiento mediante el cual referimos su posición respecto a los puntos cardinales.

De no ser así al momento de representar una alineación en un plano o de replantearla en el terreno ésta puede tomar infinitas posiciones.

**Meridianos y meridianas.** Al explicar los sistemas de coordenadas geográficas se definió como “meridiano” a las secciones que producen en la superficie en revolución un plano que contenga el eje de revolución, formando el denominado plano meridiano.

La meridiana es línea que indica la dirección Norte – Sur de los puntos cardinales. Esta línea surge de la intersección del plano meridiano con el plano del horizonte respectivo.

**Orientación de alineaciones.** Para orientar una alineación debe tomarse un meridiana de referencia. Los meridianos pueden ser: geográficas, magnéticas, planas o de cuadrículas. Dependiendo del que se asuma como referencia así será clasificada la orientación.

**Meridiana Geográfica.** Es la línea resultante de considerar el plano que pasa por los polos geográficos de la Tierra.

**Meridiana Magnética.** La determinación de la meridiana geográfica es una operación compleja, esto hace que la mayoría de los trabajos topográficos se orienten a partir de la meridiana magnética, es decir, de la línea definida por un plano meridiano que pasa por los polos magnéticos de la tierra.

**La brújula y el magnetismo terrestre.** Una aguja imantada, suspendida por el centro, toma, una dirección que indica el Norte y el Sur. Esto sucede

porque existe un campo magnético terrestre y el globo terráqueo funciona como un inmenso imán.

Los polos magnéticos Norte y Sur se encuentran cerca de los polos geográficos, pero no coinciden.

La orientación espontánea de la aguja implica la existencia de un campo magnético terrestre, comportándose el globo terráqueo como un gran imán, cuyos polos magnéticos se hallan próximos a los geográficos, pero no coincidentes con ellos.

**Meridiana plana o de cuadrícula.** Esta meridiana aparece representada por las líneas verticales ( $Y$ ) paralelas, en los planos y mapas que son dibujados mediante sistemas de coordenadas planas rectangulares ( $X, Y$ ).

**Orientación absoluta y relativa.** En ocasiones los levantamientos topográficos no son orientados respecto a meridianas geográficas o magnéticas (orientaciones absolutas), sino a una dirección arbitraria tomada en la zona de estudio, esos son los casos en que decimos que la orientación es relativa. En trabajos realizados de esa manera la ubicación será con líneas y detalles del terreno, sin importar los puntos cardinales.

**Orientación del instrumento.** Cuando se utiliza un instrumento para realizar una orientación, es necesario establecer un punto en el terreno a partir del cual se hace coincidir por medio de una visual, realizada con la alidada del mismo, el índice de medida (cero) con la dirección de la meridiana, o de

una línea referida a la misma; y hecho esto se barrerá el ángulo que nos indicará la dirección de la meridiana.

### 3.5 Ángulos que se emplean en Topografía para expresar la dirección y su conversión

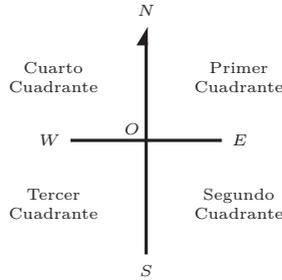
Para orientar una alineación se debe determinar el ángulo que forma con la meridiana. Ese ángulo puede determinarse de diversas maneras, dando lugar a: el acimut topográfico, el rumbo y el ángulo de dirección. Para definir esos valores angulares se debe tener claro cuáles son los cuadrantes topográficos.

**Cuadrantes topográficos.** La meridiana  $NS$  y la paralela  $EW$  se interceptan en el punto  $O$  (Figura 3.22) de manera que determinan cuatro cuadrantes llamados cuadrantes topográficos, dando origen al sistema de coordenadas topográficas.

El origen para medir los ángulos, en el sistema topográfico, es la dirección Norte ( $ON$ ) de la meridiana. Desde ella se sigue el sentido en que se mueven las manecillas del reloj, ese será el sentido topográfico positivo.

Los cuatro cuadrantes topográficos se enumeran de acuerdo con el sentido topográfico positivo, así en la Figura 3.22, el primer cuadrante será el formado por las líneas  $ON$  y  $OE$ , o sea el cuadrante Norte - Este ( $NE$ ). El segundo cuadrante será el formado por las líneas  $OS$  y  $OE$  o sea, el cuadrante Sur- Este ( $SE$ ). El tercer cuadrante será el formado por las líneas  $OS$  y  $OW$  o sea,

el cuadrante Sur- Oeste ( $SW$ ). El cuarto cuadrante será el formado por las líneas  $ON$  y  $OW$  o sea, el cuadrante Norte- Oeste ( $NW$ ).



**Figura 3.22:** Cuadrantes topográficos.

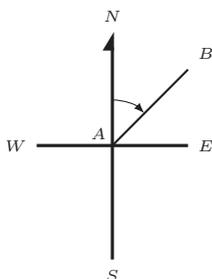
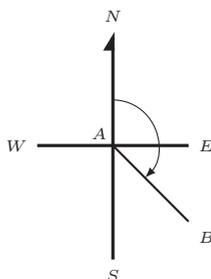
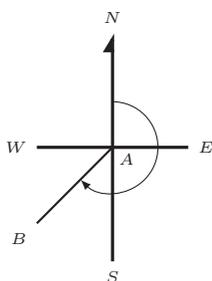
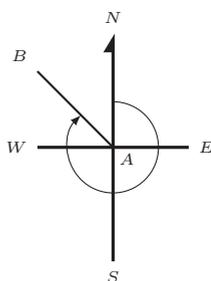
### 3.5.1 Acimut topográfico

El acimut topográfico de una línea es el ángulo formado a partir de la dirección Norte de una meridiana de referencia, siguiendo el sentido topográfico positivo, hasta la línea considerada. Su valor varía desde  $0^\circ$  a  $360^\circ$ .

Se le denomina acimut topográfico para diferenciarlo del acimut geodésico, ya que en Geodesia los acimutes se determinan a partir del extremo sur de la meridiana en sentido topográfico positivo, por lo cual ambos valores difieren en  $180^\circ$ .

Los acimutes se expresan por medio de los puntos que definen los extremos de la línea y el correspondiente valor angular. Las alineaciones cuyos acimutes estén comprendidos entre  $0^\circ$  y  $90^\circ$  estarán situadas en el primer cuadrante (Figura 3.23). Si los acimutes se hallan comprendidos

entre  $90^\circ$  y  $180^\circ$  estarán situadas en el segundo cuadrante (Figura 3.24). Las que sus acimutes estén comprendidos entre  $180^\circ$  y  $270^\circ$  estarán situadas en el tercer cuadrante (Figura 3.25), y las que sus acimutes estén comprendidos entre  $270^\circ$  y  $360^\circ$ , estarán situadas en el cuarto cuadrante (Figura 3.26).

**Figura 3.23****Figura 3.24****Figura 3.25****Figura 3.26**

### 3.5.2 Acimut directo e inverso

En función del extremo de la alineación desde el cual fue orientada la misma así será el acimut directo o inverso, es decir, cuando se expresa que el acimut de  $AB$  es determinado valor angular se debe entender que fue hallado tomando como origen el extremo  $A$ .

En la Figura 3.27 se puede observar la alineación  $AB$ , por cuyos extremos se han trazado ejes de coordenadas. Cuando se menciona el acimut de  $AB$  el origen es desde  $A$ , mientras que el acimut de  $BA$  sería su inverso por ser hallado desde el punto  $B$  como origen de la línea.

En el ejemplo de la Figura 3.27 acimut de  $AB$  es directo y el calculado tomado como origen el punto  $B$  será el inverso, siendo ambas direcciones opuestas.

### 3.5.3 Conversión de acimutes directos a inversos y viceversa

En la Figura 3.27 las meridianas trazadas en los extremos de la alineación  $AB$  son paralelas por tanto los acimutes directo e inverso aparecen en cuadrantes opuestos y tienen una diferencia de  $180^\circ$ . Si el acimut directo de una alineación  $AB$  es menor de  $180^\circ$ , el inverso se hallará sumándole al directo  $180^\circ$ . Si el acimut directo es mayor de  $180^\circ$ , el inverso se calculará restándole al directo  $180^\circ$ .

En la Figura 3.27 si el acimut directo de la línea  $AB$  es  $50^\circ 06'$  el inverso será:

$$50^\circ 6' + 180^\circ = 230^\circ 6'$$

Si el directo fuera  $230^\circ 6'$ , el inverso sería:

$$230^{\circ}6' - 180^{\circ} = 50^{\circ}6'$$

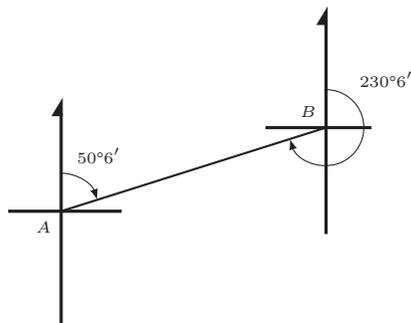


Figura 3.27

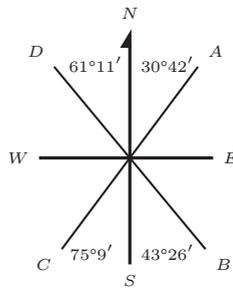
### 3.5.4 Rumbo

El rumbo de una alineación es el ángulo que se forma entre ella y las meridianas Norte o Sur, dependiendo del cuadrante en que se encuentre. Puede medirse en los sentidos topográficos positivo o negativo. Su valor oscila entre  $0^{\circ}$  y  $90^{\circ}$ .

Para denominar el rumbo de una alineación debe tenerse en consideración el cuadrante en que se ubica, en función de ello se coloca la letra *N* o *S*, identificando la meridiana desde donde se hizo la medición, luego va el valor angular y a continuación la letra *E* o *W* que colocan a la alineación en uno de los cuadrantes.

En la Figura 3.28 se muestran cuatro alineaciones, una en cada cuadrante, y los valores angulares medidos. Los rumbos de esas líneas son:

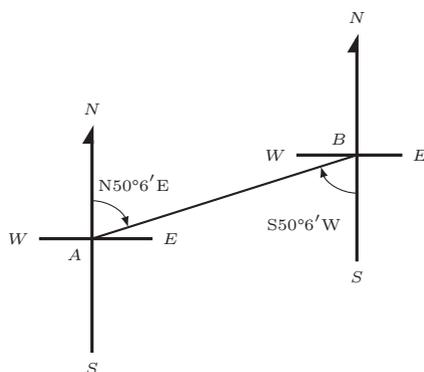
- $OA : N30^{\circ}42'E$ , ese valor indica que se halla en el primer cuadrante, y el ángulo medido es de  $30^{\circ}42'$ .
- $OB : S43^{\circ}26'E$ , segundo cuadrante.
- $OC : S75^{\circ}9'W$ , tercer cuadrante
- $OD : N61^{\circ}11'W$ , cuarto cuadrante.



**Figura 3.28:** Representación del rumbo en los cuatro cuadrantes.

Las alineaciones cuyas direcciones coincidan con cualquiera de los cuatro puntos cardinales: Norte ( $N$ ), Este ( $E$ ), Sur ( $S$ ) u Oeste ( $W$ ), o sea, las indicadas por las direcciones  $ON$ ,  $OE$ ,  $OS$  y  $OW$ , se les denomina, respectivamente: Norte Franco, Este Franco, Sur Franco y Oeste Franco.

Al igual que el acimut, el rumbo puede ser directo o inverso, en función del extremo que fue tomado como origen para determinarlo (Figura 3.29).



**Figura 3.29:** Rumbo directo y rumbo inverso.

**Conversión de rumbos directos a inversos y viceversa.** En la Figura 3.29 se puede observar que los extremos de la alineación se hallan en cuadrantes opuestos, el valor angular es el mismo para el rumbo directo y el inverso, solo cambian las letras empleadas por sus opuestas, o sea,  $N$  por  $S$  y  $E$  por  $W$ .

**Conversión de acimutes a rumbos y viceversa.** Para convertir acimutes a rumbo se deben seguir los siguientes pasos:

1. En función del valor angular del acimut ( $Az$ ) se define el cuadrante en que se encuentra la alineación.
2. Si la alineación está en el primer cuadrante, el valor angular del acimut ( $Az$ ) será entre  $0^{\circ}$  y  $90^{\circ}$  y el rumbo se expresa por:  $N (Az) E$ .
3. Si la alineación está en el segundo cuadrante, el valor angular del acimut es entre  $90^{\circ}$  y  $180^{\circ}$  y el rumbo será:  $S (180^{\circ} - Az) E$ .

4. Si la alineación está en el tercer cuadrante, el valor angular del acimut es entre  $180^\circ$  y  $270^\circ$  y el rumbo será:  $S (Az - 180^\circ) W$ .
5. Si la alineación está en el cuarto cuadrante, el valor angular del acimut es entre  $270^\circ$  y  $360^\circ$  y el rumbo será:  $N (360^\circ - Az) W$ .

Ejemplos:

Acimut de $AB = 35^\circ 26'$ (primer cuadrante)	→	Por tanto Rumbo de $AB = N35^\circ 26' E$
Acimut de $AB = 93^\circ 32'$ (segundo cuadrante)	→	Por tanto Rumbo de $AB = S86^\circ 28' E$
Acimut de $AB = 193^\circ 32'$ (tercer cuadrante)	→	Por tanto Rumbo de $AB = S13^\circ 32' E$

Acimut de  $AB = 323^\circ 59'$  (cuarto cuadrante)  
 El valor numérico del rumbo será:  $360^\circ 0' - 323^\circ 59' = 36^\circ 1'$   
 Por tanto Rumbo de  $AB = N36^\circ 1' W$

La conversión de rumbos a acimutes tiene un procedimiento similar. Se define el cuadrante a partir de las letras que denominan el rumbo, luego se sigue de la siguiente manera:

1. Primer cuadrante  $N-E$  :  $Az$  es igual al valor angular del rumbo.
2. Segundo cuadrante  $S-E$  :  $Az = 180^\circ - R$ .
3. Tercer cuadrante  $S-W$  :  $Az = 180^\circ + R$ .
4. Cuarto cuadrante  $N-W$  :  $Az = 360^\circ - R$ .

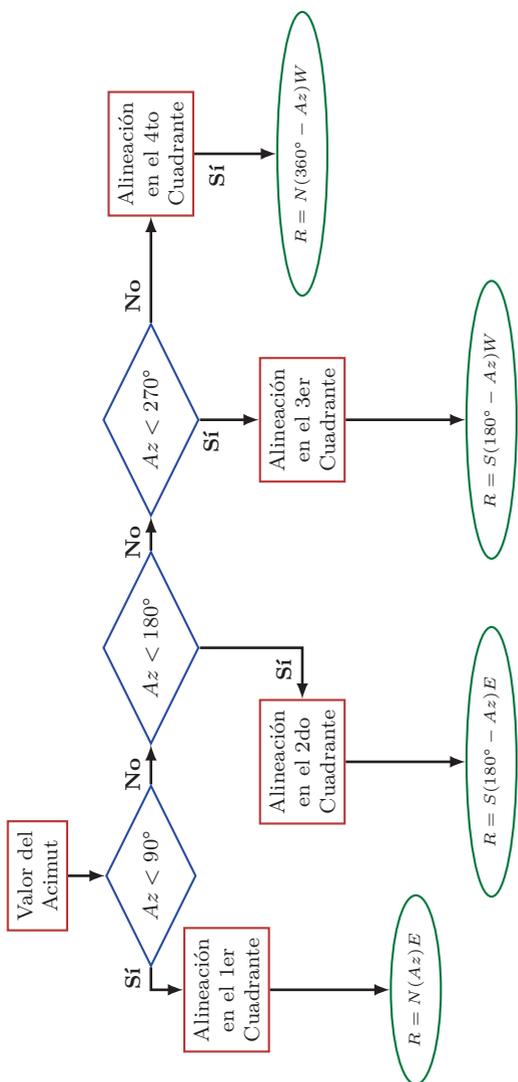
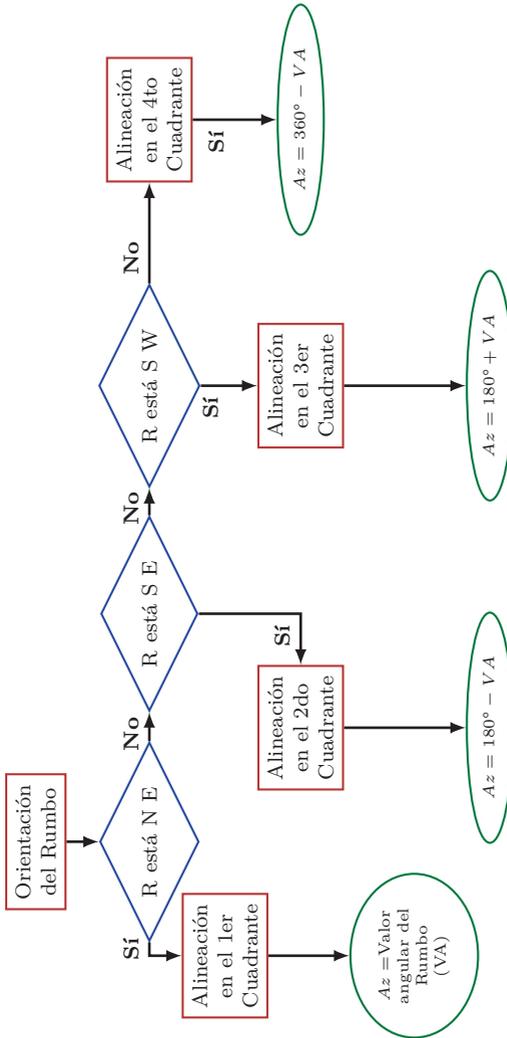


Figura 3.30: Algoritmo para la conversión de acimutes a rumbos.

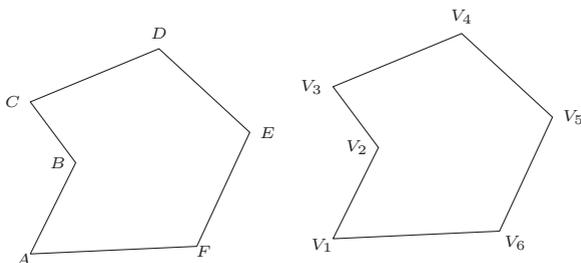


**Figura 3.31:** Algoritmo para la conversión de rumbos a acimutes.

### 3.5.5 Ángulo de dirección

Es el ángulo que se forma entre dos alineaciones consecutivas, una de ellas debe estar orientada. Se mide en el sentido topográfico positivo. Su valor angular oscila entre  $0^\circ$  y  $360^\circ$ .

Los levantamientos topográficos son la concatenación de alineaciones que siguen un orden lógico. En la Figura 3.32 vemos que los vértices pueden ser una sucesión de letras o una sola letra con un subíndice numérico ( $V_1, V_2, V_3, \dots, V_n$ ), con lo cual las líneas quedarán identificadas como:  $AB; BC; CD$ ; etc., o  $V_1 V_2; V_2 V_3; V_3 V_4; \dots; V_n V_{n+1}$ .



**Figura 3.32:** Orden lógico para la identificación de los vértices de trabajo.

**Conversión de ángulos de dirección a acimutes y viceversa.** La conversión de ángulos de dirección a acimutes, si se conoce el acimut de una alineación es de la siguiente manera:

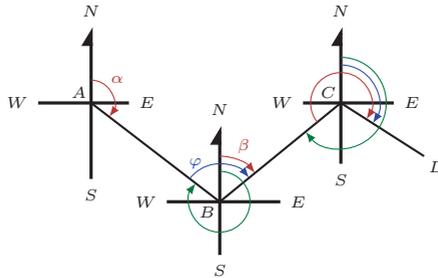
En el gráfico de Figura 3.33,  $\alpha$  es el acimut de la línea  $AB$  y  $\phi$  el ángulo de dirección formado por las

líneas  $AB$  y  $BC$ . Para calcular el ángulo  $\beta$  (acimut de la línea  $BC$ ), será necesario ante todo determinar el acimut inverso de  $AB$ , o sea, el acimut  $BA$ , para lo cual se procede de la forma explicada anteriormente, es decir que  $Az_{AB} + 180^\circ = Az_{BA}$ ; luego al valor obtenido se le suma el ángulo  $\phi$  y al resultado se le resta  $360^\circ$  para reducirlo a la circunferencia, o sea:

$$Az_{BC} = Az_{AB} + 180^\circ + \phi - 360^\circ$$

Es decir,

$$Az_{BC} = Az_{AB} + ABC - 180^\circ \quad (3.3)$$



**Figura 3.33:** Conversión de ángulos de dirección a acimutes y viceversa

Para calcular el acimut de  $CD$ , se procede de igual manera que se hizo para hallar el de  $BC$ , es decir, se determina el acimut inverso de  $BC$  y se le suma el ángulo de dirección  $BCD$ . Como el acimut directo ( $BC$ ) es menor de  $180^\circ$  para calcular el inverso de  $BC$  habrá que sumarle a éste valor  $180^\circ$  (ver gráfico), o sea:

$$Az_{CD} = Az_{BC} + 180^\circ$$

Luego,

$$Az_{CD} = Az_{BC} + BCD + 180^\circ \quad (3.4)$$

Del análisis de las fórmulas (3) y (4) se deduce la siguiente fórmula general:

$$Az_{n+1} = Az_n + Ang_{dir} \pm 180^\circ \quad (3.5)$$

Lo cual indica que el acimut de una línea es igual al acimut de la alineación anterior más el ángulo de dirección medido en el vértice común a ambas alineaciones, más o menos  $180^\circ$  en dependencia de si la suma anterior da como resultado un valor menor o mayor, respectivamente, a  $180^\circ$ .

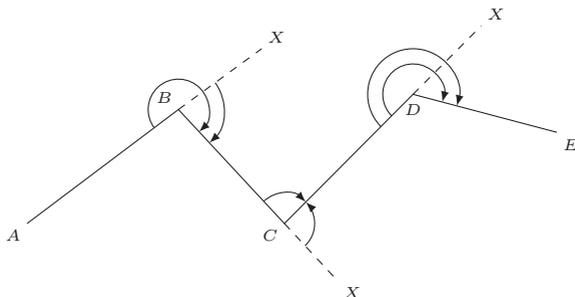
Para calcular el ángulo de dirección, basta con despejar en la fórmula (5) y sustituir los valores de los acimutes, con lo cual queda que:

$$Ang_{dir} = Az_{n+1} - Az_n \pm 180^\circ$$

### 3.5.6 Ángulo de inflexión o deflexiones

El ángulo de inflexión es el que se forma entre la prolongación de una alineación a la que se le conoce la orientación y la alineación siguiente. Su magnitud oscila entre  $0^\circ$  y  $360^\circ$ . Este ángulo puede medirse en el sentido positivo o negativo, en el primer caso se denomina ángulo de inflexión derecha, en el segundo de inflexión izquierda, por ejemplo los mostrados en la Figura 3.34, o sea, los

ángulos  $XBC$ ,  $XCD$ , y  $XDE$  del sistema formado por las líneas:  $AB$ ,  $BC$ ,  $CD$ , y  $DE$ .



**Figura 3.34:** Ángulo de inflexión o deflexiones.

**Conversión de ángulos de dirección a ángulos de inflexión y viceversa.** Para calcular el ángulo de inflexión partiendo del ángulo de dirección, se procede de la siguiente manera: si el ángulo es de inflexión derecha como el del vértice  $B$  de la Figura 3.34 sería el explemento del ángulo de dirección, por lo que:

$$AI = \text{Ángulo Dirección} - 180^\circ \quad (3.6)$$

Se observa además, que el ángulo de inflexión en el vértice  $C$  es el complemento del ángulo de dirección, por lo que:

$$AI = 180^\circ - \text{Ángulo Dirección} \quad (3.7)$$

Pero en éste caso, al ser el ángulo de inflexión negativo, por estar medido en sentido contrario a las manecillas

del reloj, es necesario transformar la expresión (3.7), la cual quedará como sigue:

$$AI = \text{Ángulo Dirección} \pm 180^\circ \quad (3.8)$$

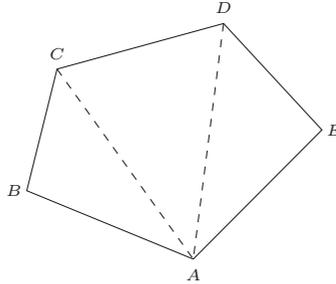
Que se adopta como fórmula general, ya que cuando el ángulo de dirección es mayor de  $180^\circ$ , el ángulo de inflexión ( $AI$ ) será positivo y cuando el ángulo de dirección es menor de  $180^\circ$ , el ángulo de dirección será negativo.

## 3.6 Métodos para el levantamiento de áreas

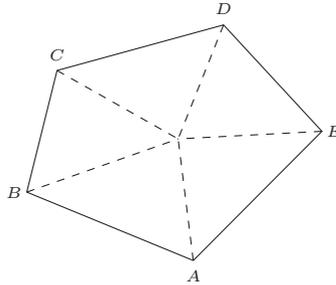
### 3.6.1 Método de diagonales y diagonales radiales

El procedimiento más sencillo para el levantamiento de áreas es descomponiendo la zona a estudiar en triángulos señalados con jalones. La longitud de las alineaciones se mide con cintas métricas u otros instrumentos. Para poder realizar la representación en un plano y su posterior replanteo será necesario confeccionar un croquis para observar la posición de los puntos, además también se debe hacer la orientación de las líneas.

La Figura 3.35 muestra el método de las diagonales donde los vértices de las alineaciones se unen por líneas que atraviesan toda el área, mientras que por el método de las diagonales radiales (Figura 3.36) se selecciona un punto cercano al centro de la superficie, desde el cual se delinean radios a cada vértice. Un aspecto a considerar en el momento de seleccionar el punto es que desde él deben visibilizarse todos los vértices.



**Figura 3.35:** Método de las diagonales.



**Figura 3.36:** Método de las diagonales radiales.

Para dibujar la superficie en el plano se trazan triángulos semejantes a los levantados en el terreno, considerando la escala para la reducción de las longitudes. El cálculo del área de cada triángulo puede hacerse, sin necesidad de realizar el dibujo, utilizando la fórmula de Herón:

$$A = \sqrt{p * (p - a) * (p - b) * (p - c)} \quad (3.9)$$

Donde:

**A:** superficie del triángulo, en metros cuadrados.

**p:** representa el semiperímetro.

**a, b, y c:** longitud de los lados del triángulo, en metros.

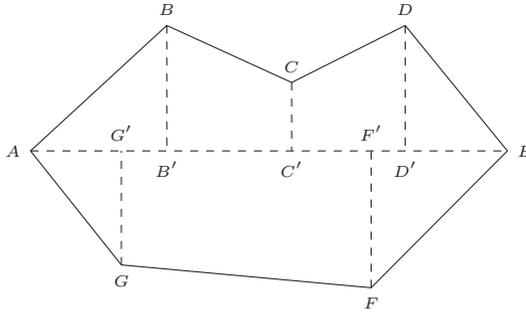
La sumatoria de las superficies de todos los triángulos será la del terreno levantado.

Los métodos de diagonales y diagonales radiales tienen la desventaja de que solo deben emplearse en terrenos de poca extensión, que sean llanos y despejados y cuando el instrumento disponible sea un longímetro.

### 3.6.2 Método de abscisas y ordenadas

Cuando el terreno no es muy extenso que pueda trazarse una alineación que lo atraviese, tal como la  $AE$  (Figura 3.37), se toma ésta como referencia para todo el levantamiento, desde los vértices  $A, B, \dots, G$ , se trazarán perpendiculares a dicha alineación, dejando señalados en el terreno los puntos  $G', B', \dots$

Se mide con cinta métrica la longitud de la alineación  $AE$ , señalando al mismo tiempo las distancias al origen de dichos puntos sin levantar la cinta del suelo, haciendo la medición, de una sola vez a partir de  $A$ ; para mayor seguridad y precisión debe repetirse la medición en sentido contrario  $EA$ ; también mediremos las perpendiculares  $BB', GG'$ , con lo que se poseen datos que, auxiliados por el croquis, permiten construir a escala, en el gabinete, el polígono  $AB \dots G$ .



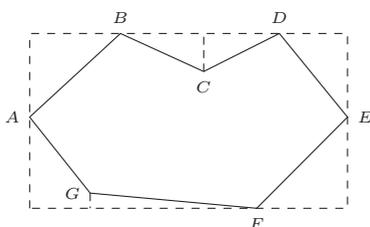
**Figura 3.37:** Método de abscisas y ordenadas.

Este mismo procedimiento puede emplearse para levantar detalles del terreno como límites de parcelas, caminos, edificaciones, etc., refiriéndoles bien a la alineación principal ( $AE$ ) o a otra trazada al efecto.

Para obtener la superficie del área levantada no es necesario dibujar el plano, sino que se calcula por la suma de las halladas de las figuras que componen la poligonal (Figura 3.37).

La Figura 3.38 muestra la manera de realizar el levantamiento de un detalle inaccesible dentro de la zona estudiada, ejemplos de ellos son: una laguna, o un edificio, o un monte cuyo arbolado imposibilite el trazado de alineaciones.

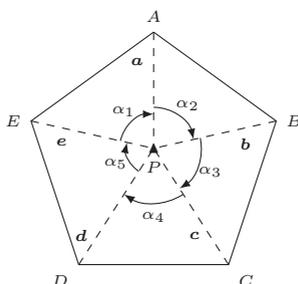
En ese caso se define el rectángulo circunscrito, siendo el levantamiento de afuera hacia dentro en igual forma que antes se hacía de adentro hacia fuera.



**Figura 3.38:** Método de abscisas y ordenadas.

### 3.6.3 Método de radiación

Los métodos descritos hasta ahora requieren numerosas mediciones de distancia. Esa limitación puede mitigarse si se miden los ángulos comprendidos entre alineaciones consecutivas se van desde un punto central (tomado para estacionar el goniómetro) a cada uno de los vértices. Ese es denominado método de radiación que se muestra en la Figura 3.39. El área del polígono se determina a partir de la suma de la superficie de los triángulos que lo conforman.



**Figura 3.39:** Método de radiación.

En el método radiación se define el polígono a levantar, luego se busca un punto en su centro, desde el cual todos los vértices sean visibles. En dicho punto se estaciona el goniómetro (puede ser un teodolito o una brújula), se dirigen visuales a los vértices para determinar los ángulos de dirección que se forman entre ellos y el centro, así como la longitud de los radios. Finalmente se orientan las alineaciones para su posible dibujo en un plano o el replanteo. Este método es una aplicación de las coordenadas polares que se explicaron en el levantamiento de puntos.

La ecuación que se utiliza en esos casos para determinar el área estudiada se muestra a continuación:

$$A = \frac{1}{2}[(PA * PB * \text{sen}\alpha_1) + (PB * PC * \text{sen}\alpha_2) + (\dots)]$$

Donde:

**A** : área en metros cuadrados.

**PA, PB, PC** distancia desde el punto central a cada uno de los vértices, en metros.

**$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_n$**  : ángulo formado entre dos alineaciones.

La medición de las distancias en el método de radiación se realiza con el empleo de miras verticales o estadías, por esa razón su longitud queda limitada al alcance de los instrumentos utilizados.

El método de radiación se destaca por la rapidez con que puede ejecutarse, y se considera el más sencillo de todos. Su mayor uso es en el levantamiento de detalles o rellenos como auxiliar de otros métodos topográficos.

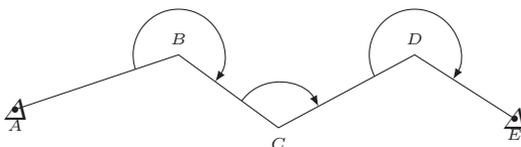
### 3.6.4 Método de poligonación

En este método se definen los vértices que identifican los extremos de las alineaciones que componen la poligonal. En cada vértice se estaciona el instrumento, desde esa posición se miden los ángulos de dirección entre líneas consecutivas y las longitudes de las mismas. En las Figuras 3.40 y 3.41 se pueden apreciar dos de los diversos tipos de poligonales que existen.

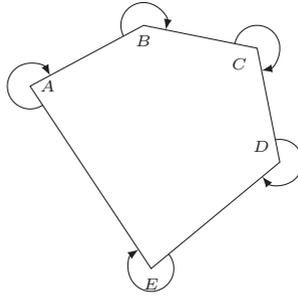
De acuerdo con su forma las poligonales pueden clasificarse en tres grupos: de enlace, cerradas y abiertas.

Un ejemplo de poligonal de enlace se muestra en la Figura 3.40, en ellas se comienza el levantamiento en un punto ( $A$ ) de coordenadas conocidas y termina en otro punto ( $E$ ), también conocido.

Las poligonales cerradas o de rodeo son aquellas que terminan en el mismo punto de partida, como aparece en la Figura 3.41, este punto debe ser de coordenadas conocidas.



**Figura 3.40:** Poligonal abierta.



**Figura 3.41:** Poligonal cerrada.

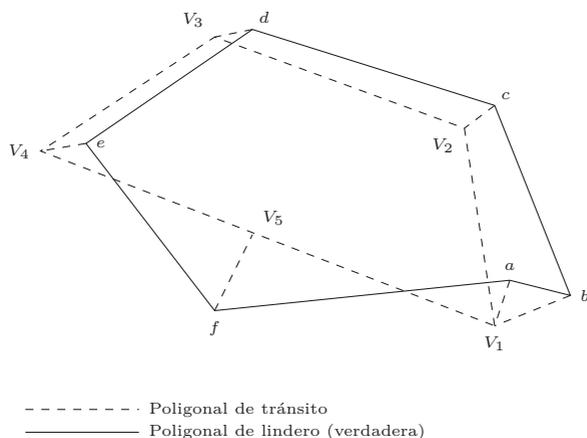
Las poligonales abiertas no terminan en puntos conocidos, siendo difícil corregir los errores cometidos en el levantamiento.

En todo levantamiento topográfico se cometen errores, por ello el punto de llegada en las poligonales de rodeo no coincide exactamente con el de partida. Lo mismo ocurre con las poligonales de enlace. La diferencia entre el punto de llegada real y el que potencialmente debía servir de comprobación es el conocido error de cierre.

El error de cierre debe ser menor que el permisible para el tipo de trabajo que se está realizando para que se acepte el trabajo realizado, en caso de no ser así habrá que repetir el levantamiento en campo. Si se cumple la primera condición se procede al ajuste de la poligonal que consiste en repartir el error calculado entre los vértices que componen la poligonal.

Si se está realizando el levantamiento de una parcela cuyo perímetro está cercado, será imposible estacionar el teodolito en los vértices, en esos casos se traza y levanta

un polígono auxiliar o de tránsito, como el de la Figura 3.42, que será la base para levantar el polígono verdadero.



**Figura 3.42:** Trazado de polígono auxiliar.

### 3.6.5 Elección y distribución de los métodos

En los levantamientos topográficos es común que se emplee más de uno de los métodos descritos, o sea, se complementan y combinan para realizar el trabajo. De cualquier manera siempre debe tenerse presente que para levantar un punto debe utilizarse el método que menos operaciones escalonadas tenga, esto con el fin de disminuir los errores que se acumulan.

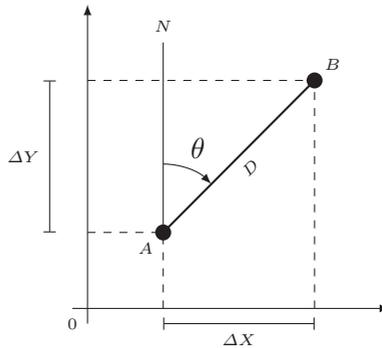
### 3.7 Conversión de Coordenadas Polares en Rectangulares

Uno de los objetivos de los trabajos topográficos es determinar las coordenadas de los puntos que componen las poligonales. Cuando en una alineación se conocen las coordenadas de uno de sus extremos y su orientación, se podrán determinar las coordenadas del otro extremo de la línea.

Veamos el ejemplo de la Figura 3.43. Se tiene una alineación  $AB$  de longitud y acimut conocidos, también se conocen las coordenadas del punto  $A$ . La posición de  $B$  se determina a partir de los incrementos en los ejes  $X$  e  $Y$ , utilizando las ecuaciones siguientes:

$$\Delta X = D * \text{sen} \theta \quad (3.10)$$

$$\Delta Y = D * \text{cos} \theta \quad (3.11)$$



**Figura 3.43:** Determinación de coordenadas.

Los signos de los incrementos  $\Delta X$  y  $\Delta Y$  estarán dados según el cuadrante en que se encuentre la alineación.

Si los valores de las funciones trigonométricas seno y coseno que aparecen en tablas no cubren todos los valores angulares que puede tomar el acimut, para evitar esa limitación es preferible emplear el rumbo en estos cálculos, siendo así las fórmulas 3.10 y 3.11, quedarán de la siguiente manera:

$$\Delta X = D * \text{sen}R \quad (3.12)$$

$$\Delta Y = D * \text{cos}R \quad (3.13)$$

Donde:

$\Delta X$ : diferencia de longitud, en metros.

$\Delta Y$ : diferencia en latitud, en metros.

D: longitud de la alineación analizada, en metros.

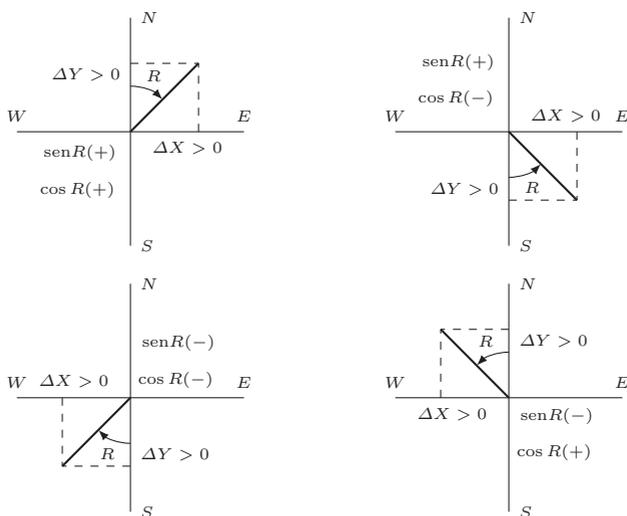
R: es el rumbo de la línea considerada.

El signo de cada incremento dependerá del cuadrante en que se encuentre la alineación, lo cual se puede apreciar en la Figura 3.44.

Finalmente, las coordenadas del punto B se calculan con las siguientes expresiones:

$$X_B = X_A \pm \Delta X_{AB} \quad (3.14)$$

$$Y_B = Y_A \pm \Delta Y_{AB} \quad (3.15)$$



**Figura 3.44:** Cuadrantes topográficos y los signos de las coordenadas.

### 3.8 Cálculo de Poligonales Cerradas

El cálculo de una poligonal comienza con la comprobación del trabajo realizado. Es necesario conocer si los errores cometidos son admisibles, es decir, si no sobrepasan los límites de tolerancia de la precisión requerida. Estas comprobaciones comienzan desde el mismo trabajo de campo.

### 3.8.1 Comprobación angular

La primera comprobación a realizar es la medida de los ángulos, la cual se hace en el campo, al terminar la lectura desde todos los vértices.

La variable a determinar es el error de cierre angular, que se halla a partir de la diferencia entre la sumatoria de los ángulos medidos en el terreno y la suma de lo que realmente deben medir de acuerdo a su geometría. El propósito de calcular este es confirmar que no sobrepase el límite permisible.

Luego de comprobar que el error de cierre angular es admisible se procede a su ajuste o compensación, que consiste en repartir el valor determinado entre los ángulos medidos en cada vértice.

Si se trata de una poligonal cerrada de rodeo los ángulos de dirección ( $AD$ ) que la conforman pueden ser internos o externos, en función de la manera en que se haya realizado el levantamiento. Si el recorrido se hace en el sentido de las manecillas del reloj los  $AD$  serán externos. Mientras que, si el itinerario seguido es en contra de las manecillas del reloj los  $AD$  hallados serán los internos.

Para cualquier polígono cerrado se cumplen las dos condiciones que siguen:

$$\sum \text{ángulos interiores} = 180^\circ * (N-2)$$

$$\sum \text{ángulos exteriores} = 180^\circ * (N + 2)$$

Siendo  $N$  el número de vértices que tiene el polígono.

Error de Cierre angular cometido será:

$Eca =$  valores observados  $-[180^\circ(N \pm 2)]$

En el término  $N \pm 2$  se emplea (+) cuando los ángulos son externos y (-) para los ángulos internos.

Error angular permisible:

$$Ep = \pm K\sqrt{N}$$

$K$ : constante que depende de la precisión que se requiere. En la mayor parte de las poligonales que se realizan en las Ciencias Agrícolas será un (1) minuto.

$$Ep = 1'\sqrt{N}$$

$Eca \leq Ep$ : Si se cumple esta condición se puede ajustar la poligonal, en caso contrario hay que repetir las mediciones.

El procedimiento descrito da como resultado la magnitud y el signo del error de cierre cometido, en función de ellos se realiza la corrección que será igual en magnitud y de signo contrario al error cometido, es decir:

$$\text{Corrección} = -Eca$$

En la distribución del error de cierre angular debe tenerse en consideración la sensibilidad del instrumento para la lectura de los ángulos, debido a que no es correcto colocar valores que no son medidos por el goniómetro. Otro aspecto a considerar es el número de vértices de

la poligonal. El valor a corregir en cada punto debe ser exacto, múltiplo de la sensibilidad.

Si todos los ángulos se midieron con el mismo nivel de confiabilidad la distribución de la corrección debe hacerse en los vértices que tuvieron longitudes de visuales inicial y final con mayores diferencias.

Otro criterio a considerar en la distribución de la magnitud de la corrección es valorar los vértices que fueron medidos de forma incómoda, entonces serán ellos los prioritarios para la revisión de sus valores.

### 3.8.2 Error lineal de cierre

Del mismo modo que se cometen errores en la medición de los ángulos ocurre con la determinación de las longitudes de las alineaciones. Ambos errores son independientes unos de otros.

El error de cierre lineal, es así como se denomina, tiene dos causas fundamentales: (i) la calidad del instrumento utilizado en la medición de las distancias; (ii) la atención que se preste durante las operaciones.

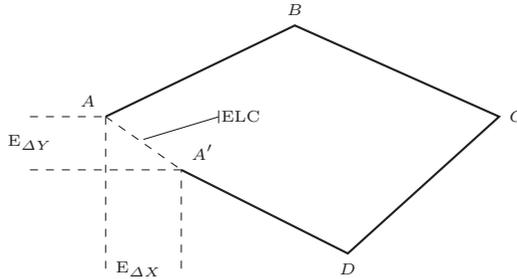
Si se toma como ejemplo una poligonal de rodeo, en la que se han medido ángulos y distancias entre los vértices que la componen, el inicio y el fin del itinerario seguido es el mismo punto, por esa razón debe cumplirse que:

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

Sin embargo, es común que después de realizar los cálculos correspondientes los resultados muestren que:

$$\sum \Delta X \neq 0 \quad \sum \Delta Y \neq 0$$

En la Figura 3.45 se muestra la representación gráfica de lo que sucedería si se dibuja el plano con esos resultados, es decir, el punto al que se ha llegado ( $A'$ ) es diferente del inicial ( $A$ ), esa falta de coincidencia se corresponde con el Error Lineal de Cierre (ELC).



**Figura 3.45:** Determinación de coordenadas.

En la figura  $E_{\Delta X}$  se corresponde con el error parcial en las coordenadas  $X$ , mientras  $E_{\Delta Y}$  representa el error parcial en las  $Y$ .

El ELC viene siendo la hipotenusa de un triángulo rectángulo cuyos catetos son los errores en  $X$  e  $Y$ . La ecuación para su cálculo queda de la siguiente forma:

$$ELC = \sqrt{(e_{\Delta X})^2 + (e_{\Delta Y})^2} = \sqrt{(\sum \Delta X)^2 + (\sum \Delta Y)^2}$$

Como los puntos  $A$  y  $A'$  son en el terreno el mismo lugar se necesita realizar las correcciones correspondientes en las mediciones de distancias realizadas para lograr su coincidencia.

### 3.8.3 Cálculo de la Precisión lineal

Antes de comenzar a realizar las correcciones de distancias hay que comprobar si en el trabajo de campo se logró una Precisión lineal acorde con el trabajo que se está realizando. Para ello se debe conocer el perímetro de la poligonal y el ELC para aplicar la siguiente ecuación:

$$P = \frac{1}{\frac{\text{Perímetro}}{ELC}}$$

La precisión de las poligonales corrientes que se levantan por especialistas en las ramas agrícola y agropecuaria debe estar en el rango  $\frac{1}{1000 - 3000}$ , o sea, su interpretación es que se acepta como bueno un trabajo en el que por cada 1000 - 3000 unidades lineales medidas el error cometido sea de una unidad. Por ejemplo, 1 metro por cada 1000 metros. Por supuesto que si el valor supera la 3000 unidades mayor calidad tiene el trabajo resultante.

### 3.8.4 Distribución del error lineal de cierre

Para distribuir el error cometido en las medición de las longitudes de las alineaciones que conforman una poligonal existen dos métodos muy usados, ellos son: Método del tránsito y Método de la brújula; ambos se sustentan en la proporcionalidad que hay entre las magnitudes de los errores y de las distancias.

**Método del tránsito:** se sustenta en que el error parcial de un lado y sus valores de  $\Delta X$  y  $\Delta Y$  son proporcionales a los errores totales y la sumatoria de  $\Delta X$  y  $\Delta Y$ , lo cual se muestra a continuación:

$$\frac{E_{\Delta X}}{\sum |\Delta X|} = \frac{E_{\Delta X(\text{parcial})}}{|\Delta X|(\text{parcial})}$$

Por lo tanto:

$$E_{\Delta X(\text{parcial})} = \pm \frac{E_{\Delta X}}{\sum |\Delta X|} * |\Delta X|(\text{parcial})$$

Según la ecuación anterior el error en un  $\Delta X$  cualquiera de la poligonal será igual a la relación entre el error total en  $\Delta X$  ( $E_{\Delta X}$ ) y la suma modular de todas las  $\Delta X$  ( $\sum |\Delta X|$ ) multiplicada por el  $|\Delta X|$  de dicho lado.

La corrección que se debe hacer en cada alineación de la poligonal tendrá la misma magnitud que el error cometido en ella pero con signo contrario.

El procedimiento es similar para las  $\Delta Y$ , o sea,

$$E_{\Delta Y(\text{parcial})} = \pm \frac{E_{\Delta Y}}{\sum |\Delta Y|} * |\Delta Y|(\text{parcial})$$

**Método de la brújula:** se basa en la proporcionalidad que existe entre el error parcial de cada lado de la poligonal y la longitud de dicho lado, y por tanto, entre los errores totales y el perímetro de la poligonal.

$$\frac{E_{\Delta X}}{\text{Perímetro}} = \frac{E_{\Delta X(\text{parcial})}}{\text{Longitud lado}}$$

Por lo tanto:

$$E_{\Delta X(\text{parcial})} = \pm \frac{E_{\Delta X}}{\text{Perímetro}} * \text{Longitud lado}$$

Para  $\Delta Y$  sería:

$$E_{\Delta Y(\text{parcial})} = \pm \frac{E_{\Delta Y}}{\text{Perímetro}} * \text{Longitud lado}$$

La corrección se realiza de la misma manera que en el método anteriormente explicado.

El Método del tránsito tiene la desventaja de que no reporta buenos resultados cuando tiene lados paralelos a los ejes de coordenadas. Por esa razón es recomendable que siempre se emplee el Método de la brújula para realizar el ajuste del error lineal de cierre de las poligonales de rodeo.

### 3.8.5 Cálculo de las coordenadas cartesianas de los vértices

Si se conocen las coordenadas de un punto  $P_1(X_1, Y_1)$  y los valores de  $\Delta X$  y  $\Delta Y$  hasta un segundo punto, es decir, las proyecciones en  $X$  e  $Y$ , calculadas a partir de la distancia existente entre los dos puntos y el rumbo de esa alineación, se pueden obtener las coordenadas de  $P_2(X_2, Y_2)$ , mediante las siguientes expresiones:  $\Delta X$

$$X_2 = X_1 + \Delta X_{1-2} \quad Y_2 = Y_1 + \Delta Y_{1-2}$$

En estas ecuaciones el signo (+) representa sumas algebraicas, debido a que ambas proyecciones pueden tener signos positivos o negativos de acuerdo al cuadrante en que se encuentren.

Es menester aclarar que los valores de  $\Delta X$  y  $\Delta Y$  utilizados en el cálculo de las coordenadas son los corregidos, los cuales se obtienen de la siguiente forma:

$$\Delta X_{\text{corregida}} = \Delta X_{\text{calculada}} + C_{\Delta X}$$

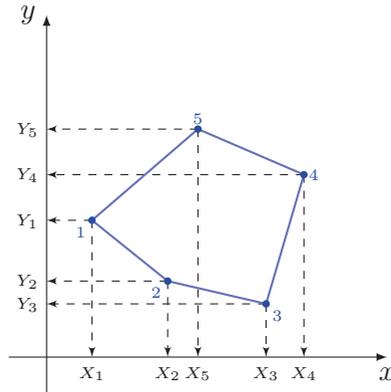
$$\Delta Y_{\text{corregida}} = \Delta Y_{\text{calculada}} + C_{\Delta Y}$$

### 3.8.6 Cálculo del área

Los especialistas de las Ciencias Agrícolas y Agropecuarias realizan levantamientos que tienen entre sus propósitos determinar la superficie del área estudiada. Un método práctico y ampliamente aceptado es el que se sustenta en el empleo de las coordenadas de los vértices que forman el polígono que envuelve la zona.

El fundamento de este método es el siguiente:

En la Figura 3.46 se puede observar el polígono 12345 del que se conocen las coordenadas cartesianas  $X_1, Y_1 - X_2, Y_2 - \dots$  de cada uno de sus vértices. Si se trazan las proyecciones de los puntos en el eje de las  $X$ , la poligonal quedará dividida en trapecios, de manera que si se calcula el área de cada uno de ellos la superficie interior de la zona de interés resulta de la suma y diferencia de ellos.



**Figura 3.46:** Cálculo de áreas.

Si se toma como base del cálculo la ecuación general del área de un trapecio dada por:

$$A_{trap} = \frac{Base\ mayor + Base\ menor}{2} * Altura$$

Una expresión de la superficie del polígono representado en la Figura 3.46 será:

$$2A = [(X_5 - X_1)(Y_5 + Y_1)] + [(X_4 - X_5)(Y_5 + Y_4)] \\ - [(X_2 - X_1)(Y_2 + Y_1)] - [(X_3 - X_2)(Y_3 + Y_2)] - [(X_4 - X_3)(Y_4 + Y_3)]$$

Después de transformar quedaría como fórmula general la siguiente:

$$2A = \sum (X_{n+1} - X_n)(Y_{n-1} + Y_n) \quad (3.16)$$

Si desde los vértices se trazan las perpendiculares al eje  $Y$  en lugar de hacerlo al  $X$ , se llega a la expresión:

$$2A = \sum (Y_{n+1} - Y_n)(X_{n-1} + X_n) \quad (3.17)$$

Efectuando para el pentágono las operaciones indicadas en la fórmula (3.16) y ordenando con respecto a las  $X$  se obtiene:

$$2A = X_1(Y_5 - Y_2) + X_2(Y_1 - Y_3) + X_3(Y_2 - Y_4) + X_4(Y_3 - Y_5) + X_5(Y_4 - Y_1)$$

Que se puede expresar en forma general:

$$2A = X_n(Y_{n-1} - Y_{n+1}) \quad (3.18)$$

De igual modo, operando con la fórmula (3.17) y ordenando con respecto a las  $Y$  obtendremos:

$$2A = Y_n(X_{n-1} - X_{n+1}) \quad (3.19)$$

Con el objetivo de comprobar los resultados será conveniente hallar siempre el área por duplicado, utilizando las expresiones (3.16) y (3.17) o bien las (3.18) y (3.19).

Un recurso nemotécnico para la mejor comprensión de la operación a realizar es el siguiente:

$$\frac{X_1}{Y_1} \times \frac{X_2}{Y_2} \times \frac{X_3}{Y_3} \times \frac{X_4}{Y_4} \times \frac{X_5}{Y_5} \times \frac{X_1}{Y_1} \times -$$

$$+$$

Se colocan las coordenadas  $X$  y  $Y$  de todos los vértices de la poligonal de rodeo y se disponen de la manera que aparece en la imagen anterior. Obsérvese que las del primer punto se repiten. Las saetas indican las operaciones a realizar, o sea, se multiplican los valores que aparecen en los extremos de las flechas. La dirección de las saetas indica el signo, es decir, las que están hacia abajo se suman y las que van hacia arriba se restan. La ecuación quedaría de la siguiente manera:

$$2A = [(X_1 * Y_2) + (X_2 * Y_3) + \dots$$

$$+(X_5 * Y_1)] - [(Y_1 * X_2) + (Y_2 * X_3) + \dots$$

$$+(Y_5 * X_1)]$$

## 3.9 Procesamiento de los datos de campo de un levantamiento por Poligonación

### 3.9.1 Ordenamiento de las Operaciones

Los datos que aparecen en la Tabla 3.1 corresponden al levantamiento ejecutado en una finca agropecuaria por el método de poligonación (rodeo). Se desea calcular el área del polígono formado a partir de esos datos.

**Cuadro 3.1:** Registro de Campo.

Estación	Punto Observado	Ángulo	Distancia	Acimut	Observación
A	F	0°0′			XA = 2333,00 m
	B	78°0′	200,45	81°22′	YA = 3421,00 m
B	A	0°0′			
	C	177°55′	600,6		
C	B	0°0′			
	D	89°24′	367,67		
D	C	0°0′			
	E	90°40′	700,81		
E	D	0°0′			
	F	106°0′	149,9		
F	E	0°0′			
	A	178°3′	222,83		

Se requiere procesar estos datos para calcular las coordenadas de los vértices de la poligonal, a fin de determinar su área y dibujar el plano del levantamiento, para lo cual se tendrán que realizar las siguientes operaciones:

- I. Calcular el error de cierre angular y determinar si el mismo es admisible de acuerdo con una tolerancia de  $1' \sqrt{N}$ .
- II. Calcular el error lineal de cierre y la precisión alcanzada en el levantamiento.
- III. Calcular las coordenadas rectangulares (sistema local) de los vértices establecidos para el levantamiento (poligonal de referencia).
- IV. Calcular el área de la zona estudiada.

Para el desarrollo de cada uno de los cálculos, se deberán seguir las siguientes orientaciones:

1. Determinar si el error angular cometido en la medición de los ángulos de dirección es o no admisible.
2. De ser admisible el error angular cometido, se reparte y luego continuar el cálculo.
3. Hallar el error cometido en las distancias (error lineal de cierre) y determinar si el mismo es o no admisible.

Según se indica en la fórmula, el error lineal de cierre se calcula en función de los componentes del error en los ejes  $X$  e  $Y$ , por lo que se requiere determinar las proyecciones de todas las líneas en ambos ejes ( $\Delta X$ ,  $\Delta Y$ ) para obtener luego su sumatoria ( $\sum \Delta X$ ,  $\sum \Delta Y$ ).

4. Cálculo de las coordenadas generales del polígono de referencia.

5. Cálculo de las coordenadas generales ( $X_n, Y_n$ ) del polígono verdadero.
6. Cálculo del área.

El enlace que aparece a continuación nos lleva a una hoja de cálculo que permite hacer todo el proceso de ajuste de una poligonal de rodeo. Para ello debemos realizar el levantamiento de los vértices siguiendo el sentido contrario a las manecillas del reloj, de manera que los ángulos de dirección medidos sean los internos. Otro dato a entregar para los cálculos es el acimut de la primera alineación:

<http://luiszend-tv113.blogspot.com/2011/02/poligonal-cerrada-en-excel.html>

### 3.9.2 Control del cálculo

El método de coordenadas rectangulares permite comprobar las operaciones poniendo de manifiesto cualquier error en el proceso del cálculo.

Las comprobaciones a realizar son las siguientes:

1. Comprobación del cálculo del acimut.

Si se parte del acimut de la línea  $AB$  para calcular los demás, cuando se calcule el  $FA$ , a partir de este se calcula  $AB$ . Si no ha habido error de cálculos, el valor obtenido debe coincidir con el acimut de partida.

2. El cálculo de las  $\Delta X$  y  $\Delta Y$  tienen su comprobación.

Si no hay error de cálculo debe cumplirse que las sumas de  $\Delta X$  y de  $\Delta Y$  serán iguales a cero (0).

### 3. Comprobación de las coordenadas.

El cálculo de las coordenadas se comprueba de forma similar al acimut, es decir, que si partimos del vértice  $A$  con coordenadas conocidas y calculamos las del resto de los vértices, con el valor calculado del vértice  $F$ , que está antes que  $A$ , calculamos el valor de este último, si no existe error, el valor calculado debe coincidir con los valores iniciales de  $X_A$  e  $Y_A$ .

# 4 Teoría de errores y su aplicación en la topografía

---

## 4.1 Importancia del estudio de los errores para los trabajos topográficos

Todas las operaciones topográficas se reducen, en último extremo a la medida de distancias y a la medida de ángulos; para ello el principal medio humano usado es la visión, este sentido dada su naturaleza, es impreciso *per se*, por lo que no se perciben con exactitud las magnitudes lineales o angulares, y por consiguiente, cualquier medida que se obtenga, con el auxilio de la vista, será solo aproximada.

Se facilitará la operación utilizando instrumentos cuyo objeto sea no solo el de efectuar la medida, sino el de ampliar la percepción visual, de modo que se atenúen los errores intrínsecos al funcionamiento de los órganos de los sentidos, y aun así, no es posible eliminarlos por

completo, aún cuando los instrumentos y equipos sean de alta precisión.

A ello se suma el cometimiento de errores ajenos a la vista, que estarán determinados por circunstancias externas como la refracción de la luz, las variaciones de la temperatura, etc., que a su vez, provoquen otras deformaciones del objeto de medición, contribuyendo a que dentro de ciertos límites, sea imprecisa la medida obtenida.

Al operar con medidas aproximadas, sin conocer las medidas con rigor y la posible acumulación escalonada de errores, es preciso establecer los métodos de modo que por un estudio previo de los errores probables o posibles, no haya peligro de rebasar un límite, que ha de establecerse de antemano, al cual se le denomina en Topografía, tolerancia.

Los errores, como todos los fenómenos naturales, obedecen a ciertas leyes y regularidades, que es indispensable conocer y en las que es necesario apoyarse para establecer los métodos topográficos y señalar las tolerancias.

## 4.2 Errores y equivocaciones

No deben confundirse, los errores con las equivocaciones, a pesar de que suele decirse que un trabajo es erróneo cuando no es sino un trabajo mal hecho. Las equivocaciones, a las que se llaman errores groseros, son perfectamente evitables, solo basta operar prestando la atención debida, mientras que los errores son siempre inevitables.

Los errores groseros suelen ser grandes en relación con la magnitud que se mide, mientras que los errores propiamente dichos son, en general, muy pequeños, así por ejemplo, al medir una distancia es posible equivocarse al contar el número de metros, y aunque en lenguaje vulgar se dice que se ha cometido un error, no se debe dar tal nombre, sino que ha habido una equivocación o error grosero, cuya solución está en repetir el trabajo.

En cambio, al terminar la medición de la distancia de este ejemplo, habrá que apreciar una fracción de metro, centímetro o milímetro, y al no poder precisar con exactitud ésta fracción, se comete un error. Del mismo modo, si se repite la medición varias veces, se obtendrán resultados no idénticos entre sí, lo que demuestra que al efectuar la operación, por mucho cuidado que se ponga, se cometen errores que no se pueden evitar.

Este texto prescinde de los errores groseros, se refiere tan solo a los errores propiamente tales como:

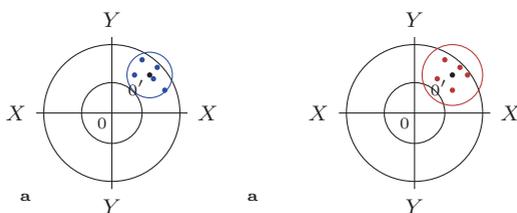
#### **4.2.1 Errores sistemáticos y accidentales**

En Topografía los errores pueden ser de dos tipos: sistemáticos y accidentales.

Los errores sistemáticos provienen de una causa permanente que obliga a cometerlos siempre según una ley determinada, y el error es accidental cuando se deben a causas imprevistas que ocasionan errores en cualquier sentido.

Los errores sistemáticos siempre obedecen a una ley, independientemente de que sean constantes o variables.

En la Figura 4.1a se muestra el resultado de los disparos realizados por un tirador a una diana, en todo momento dirigió la puntería al punto  $O$ , con la misma arma y manteniendo la distancia, sin embargo, los puntos se agrupan cerca de  $O'$ , es decir, existe una causa constante que los desvía, que constituye un error sistemático. Por otra parte, el hecho de que todos no coincidan en el mismo punto, sino en un área, es indicativo de que han ocurrido errores accidentales.



**Figura 4.1:** Impactos realizados por un mismo tirador con la misma arma y sin variar la distancia de tiro.

En la práctica se ha demostrado que los errores accidentales pequeños prevalecen sobre los grandes, por otro lado, cuando se comete un error en un sentido, parece otro de igual magnitud en sentido contrario. Eso explica que cuando son muchos los disparos se distribuyan alrededor del punto  $O'$ , tomado como centro.

La distancia que existe entre los puntos  $O$  y  $O'$  corresponde al error sistemático, mientras que los errores accidentales provocan la desviación de los impactos del punto  $O$ .

Las causas de los errores sistemáticos pueden ser diversas, en el ejemplo que se viene analizando podría ser la mala colocación del punto de mira del arma empleada (error sistemático constante) o la velocidad del viento (error sistemático variable), fuerza que incide en la desviación del proyectil.

En Topografía es común que se realicen unas operaciones apoyadas en otras anteriores, esto hace que haya diferencias entre los errores sistemáticos y accidentales al compararlos con los del ejemplo anterior. Sea el caso de la medición de la distancia entre los extremos de una alineación, mediante varias operaciones, con una cinta métrica que tiene una longitud mayor o menor que lo debido, el error sistemático cometido será por exceso o por defecto. Su magnitud se corresponde con el error en cada operación multiplicada por la cantidad de veces que se repitió la misma.

Los errores accidentales aparecen, por ejemplo, al no coincidir los extremos de la cinta entre dos operaciones sucesivas en la misma posición. Unas veces serán positivos y en otras negativos, en ocasiones serán grandes, mientras en otras pequeños. Esto los diferencia de los errores sistemáticos que son proporcionales a la distancia que se mide.

En resumen se puede afirmar que cuando se realizan operaciones escalonadas hay acumulación de los errores sistemáticos y compensación, al menos parcialmente, de los errores accidentales.

No considerar los errores sistemáticos trae consigo resultados desastrosos, pero evitables. Sin embargo, el he-

cho de que los errores accidentales sean inevitables los convierte en los más importantes en los trabajos de Topografía.

#### **4.2.2 Errores verdaderos y aparentes**

Si se conociera la longitud real de la alineación del ejemplo anterior y se midiera varias veces, se puede determinar el error verdadero de cada medición al comparar la longitud encontrada con el valor considerado exacto.

En la práctica la medida exacta es imposible de obtener, por ello se adopta una con valor muy cercano, que cuando se compara con las medidas efectuadas, dará como resultado un conjunto de errores aparentes que es posible conocer.

#### **4.2.3 Valor más probable**

La magnitud más probable se obtiene de las mismas mediciones realizadas y será la que sirve de base para la comparación.

Si la cantidad de mediciones que se realiza a una alineación para conocer su longitud fuera infinita, tendríamos que para cada error accidental positivo aparecería luego uno negativo, por tanto la media aritmética de todas las mediciones realizadas compensa y anula los errores accidentales y como resultado final se llegaría al valor exacto.

Se acepta que el valor más probable sea la media aritmética, aun cuando no se haya realizado una cantidad infinita de mediciones, siempre que todas hayan sido en las mismas condiciones. Mientras más mediciones se reali-

cen para determinar una magnitud más cerca se estará del valor verdadero.

Si una longitud se ha medido  $n$  veces y se han obtenido las medidas  $m_1, m_2, \dots, m_n$ , se adoptará como valor más probable:

$$V_p = \frac{m_1, m_2, \dots, m_n}{n}$$

La diferencia entre cada medición realizada y el valor más probable es el error accidental aparente de cada caso, o sea,

$$r_1 = m_1 - V_p$$

$$r_2 = m_2 - V_p$$

$$r_n = m_n - V_p$$

Los valores calculados de  $r$  reciben el nombre de residuos o desviaciones. La suma algebraica de los errores residuos es cero (0).

#### 4.2.4 Necesidad de establecer un error medio

Retomando el ejemplo del tiro al blanco, en la Figura 4.1b se puede observar que los puntos están más dispersos que en la Figura 4.1a, lo que lleva a pensar que ese tirador tiene menos puntería que el primero. Por eso no basta con determinar el valor más probable, sino que se debe conocer la precisión con que se trabaja a través de un indicador denominado error medio.

Existen por lo menos tres parámetros que pueden utilizarse como indicadores de los errores medios, ellos son: error probable, error medio aritmético y error medio cuadrático.

#### 4.2.5 Error Probable

Una vez que se han determinado los residuos  $r_1, r_2, \dots, r_n$  de las  $n$  veces que se ha medido la longitud de una alineación, se organizan en orden descendente de la magnitud, sin considerar el signo. El valor situado en el centro de la serie será el error probable ( $E_p$ ), de manera que antes de ese valor habrá la misma cantidad de errores que a continuación del mismo.

La probabilidad de que el valor verdadero de la magnitud medida está en el rango del error probable es del 50%, es decir, si al valor observado se le suma y se le resta el error probable, se obtendrían unos límites dentro de los cuales debe estar el valor verdadero con la misma probabilidad de que no sea así.

La ecuación que aparece a continuación es la que emplearemos para el cálculo del error probable, su fundamento está en que se han realizado numerosas observaciones, no obstante se obtienen buenos resultados aun cuando la cantidad sea reducida.

$$E_p = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{\sum r^2}{(n-1)}}$$

Donde  $r^2$  es la suma de los cuadrados de los residuos (error aparente), y  $n$  el número de observaciones.

### 4.2.6 Error máximo

Hemos establecido que para determinar una magnitud se deben realizar las mediciones varias veces, por ello, es probable que alguna difiera del resto por ser mucho mayor, en ese caso se debe realizar un análisis para ver si no supera lo que denominamos Error Máximo.

Para determinar el Error Máximo hacemos uso de los conocimientos de la Estadística, en este caso de la curva de Gauss, el valor permisible es que no sea superior a cuatro veces el  $E_p$ , es decir una probabilidad del 1 % de que eso ocurra.

$$E_m = 4E_p$$

En resumen, se realiza un conjunto de mediciones, se calcula el error probable ( $E_p$ ), se determinan los residuos y aquellos cuyo valor sea superior a cuatro veces el  $E_p$  son desechados por incorrectos, es decir, superan el  $E_m$ .

### 4.2.7 Error Probable del Valor Promedio

Este error es un indicador del conjunto de mediciones hechas, representa el error del valor promedio.

$$E_v = \pm \frac{E_p}{\sqrt{N}}$$

*Caso de observaciones de diferente peso (Media Ponderada)*

Si las mediciones realizadas no tienen la misma precisión, el cálculo del valor más probable no debe ser a partir de la media aritmética. En estos casos cada observación

tendrá un peso diferente y el parámetro a determinar es la media ponderada.

#### 4.2.8 Peso de una observación

No todas las observaciones que se realizan en un levantamiento topográfico tienen la misma precisión. Las causas pueden ser diversas, por ejemplo, las condiciones de clima e iluminación pueden incidir en la visibilidad y de hecho en la precisión. Es en estos casos en los que hay que darle diferentes pesos a las mediciones. Veamos el ejemplo de la medición de un ángulo por varios operadores, todos tuvieron el mismo cuidado en sus lecturas, los resultados se muestran a continuación:

$54^{\circ}23'20''$  (una sola lectura)

$54^{\circ}23'2''$  (cinco lecturas)

$54^{\circ}23'10''$  (ocho lecturas)

Si todas las observaciones se hicieron en iguales condiciones, se puede afirmar que el segundo valor ( $54^{\circ}23'20''$ ) tiene cinco veces la precisión del primero, y que el tercer valor ( $54^{\circ}23'10''$ ) tiene una precisión igual a ocho veces la del primero. En este ejemplo se considera que los pesos son proporcionales a la cantidad de lecturas realizadas.

Otra manera de asignar los pesos a las observaciones es según el criterio del operador, esta forma pudiera ser algo subjetiva, sin embargo, cuando el personal es experimentado los resultados son satisfactorios. Ejemplos de mediciones en diferentes condiciones son: días claros y sin vientos versus días nublados y con mucho viento, los

primeros facilitan las lecturas por tanto éstas serán más precisas que las hechas en los segundos.

El valor probable de observaciones de diferente peso o media ponderada se halla al sumar los productos de las medias por su peso respectivo y se divide para la suma de los pesos (peso de la media).

$$Mp = \frac{(Obs,1 * peso1) + (Obs,2 * peso2) + \dots + Obs.n * peson}{\sum peso1 + peso2 + \dots + peson}$$

#### 4.2.9 Concepto de precisión

La precisión se refiere al grado de exquisitez con que se realiza una operación o se determina un resultado.

La precisión es función, principalmente, de los errores accidentales que afectan la medición, dado que los errores sistemáticos pueden ser conocidas sus causas y en la práctica casi pueden ser eliminados.

##### *Expresión numérica de la precisión*

El error probable ( $E_p$ ) constituye un elemento fundamental para definir la precisión en términos numéricos, por ser el error total resultante de los errores accidentales. La expresión de la precisión no es igual cuando se miden ángulos que para el cálculo de distancias.

En la medición de ángulos el valor del error probable no depende de la amplitud del ángulo medido. Por esa razón la expresión numérica de la precisión se realiza adicionando el error probable calculado a la magnitud medida. Por ejemplo:

$$\alpha = 12^{\circ}48'27'' \pm 20'' \quad \varphi = 337^{\circ}5'40'' \pm 5''$$

Las expresiones anteriores muestran amplitud de los ángulos medidos y el error probable, quedando de esta manera expresada la precisión que se obtiene al medir cada uno, o sea, que al medir el ángulo  $\alpha$  el error probable es de  $20''$  y para el ángulo  $\varphi$  su error probable de  $5''$ . De esta manera queda demostrado que el ángulo  $\varphi$  fue medido con más precisión.

Para medir un ángulo se realizan las mismas operaciones con independencia de su magnitud, da lo mismo que sea pequeño o grande, por eso pueden compararse las precisiones de los dos anteriores,

Resumiendo, cuando se trata de mediciones angulares será:

$$P = \pm E_p$$

Cuando se miden distancias lineales, se realizan muchas operaciones, por tanto se pueden incrementar los errores accidentales. La precisión se obtiene con la siguiente ecuación:

$$P = \frac{1}{\frac{L}{E_p}}$$

En la que  $E_p$ , es el valor probable de la magnitud observada,  $L$  el valor de dicha longitud,  $l$  unidad de error probable, y  $P$  la precisión.

La relación  $L/E_p$ , constituye una manera sencilla de expresar la precisión, una forma fácil de comparar. El valor resultante de la relación  $L/E_p$  debe aproximarse a un

número sencillo, redondo, del orden de las centenas generalmente. La aproximación se realizará por defecto, con el objetivo de garantizar un margen de seguridad. Veamos un ejemplo: Se midió, en varias ocasiones, la longitud de una alineación dando como resultado un promedio de 311,15 metros, para un error probable de 0,19 m, la precisión obtenida es de:

$$P = \frac{1}{\frac{311,15}{0,19}} = \frac{1}{1637,66} = \frac{1}{1500}$$

Entonces, la precisión alcanzada es: 1:1500. ¿Cuál es el significado de este resultado? Significa que por cada 1500 unidades lineales que se midan se comete un error de una unidad.

La precisión y el error probable son inversamente proporcionales. Es común que en los trabajos topográficos que se realizan por especialistas de las Ciencias Agrícolas y Agropecuarias la precisión mínima a obtener sea de 1/1000. Este puede ser un criterio técnico para evaluar la calidad de los trabajos realizados.

#### 4.2.10 Valor más probable (VMP)

La calidad de un levantamiento topográfico de debe medirse por el valor promedio, sino que a este debemos adicionar el error cometido en el trabajo, es así que surge el valor más probable (VMP).

$$VMP = V_p \pm E_v$$



# 5 Generalidades y métodos de altimetría

---

## 5.0.1 Objeto de la Altimetría

En los capítulos anteriores no se ha considerado la forma real del terreno, es decir, la conformación del relieve. Hasta ahora hemos analizado la proyección de la superficie en un plano cartesiano de coordenadas  $X$ ,  $Y$ . En lo adelante comenzaremos a estudiar la Altimetría, que tiene como objeto de estudio representar el terreno en su tercera dimensión. Esto tiene una gran importancia para los trabajos de riego y drenaje, así como cualquier obra hidrotécnica, o trabajos de conservación y mejoramiento de suelos.

Las labores antes mencionadas requieren como estudios previos el conocimiento de las particularidades del relieve, en eso fundamentan su proyección y construcción. El estudio del relieve se basa en la determinación de las diferencias de alturas, siendo esta una operación fundamental para ejecutar cualquier obra de ingeniería.

Cabe destacar, en base a lo anteriormente expuesto, que los conocimientos de Altimetría y las operaciones que se requieren realizar para su aplicación, son aspectos de fundamental importancia dentro del contenido de la Topografía para el Ingeniero de la rama agropecuaria.

## 5.1 Conceptos Fundamentales

### 5.1.1 Superficie de Nivel

Los trabajos topográficos se realizan en pequeñas superficies para las cuales es despreciable la curvatura de la tierra. Si las extensiones no sobrepasan los 50 km se consideran planas, no obstante, los puntos situados en ella sí pueden tener diferentes alturas o elevaciones, de manera que es necesario representar su localización en el plano y su posición altimétrica, respecto a una superficie concéntrica a la tierra, considerada horizontal (Figura 5.1).

Esas superficies concéntricas son las conocidas como **superficies de nivel**, que son continuas y perpendiculares a la gravedad, por ello se consideran equipotenciales.

En el dominio de la Topografía las superficies de nivel son esféricas, equivalentes y paralelas, a diferencia de la Geodesia en la que se consideran elípticas, con más aproximación en los polos que en el ecuador producto del efecto de la intensidad de la gravedad que es menor en este último que en los polos.

### 5.1.2 Línea de nivel

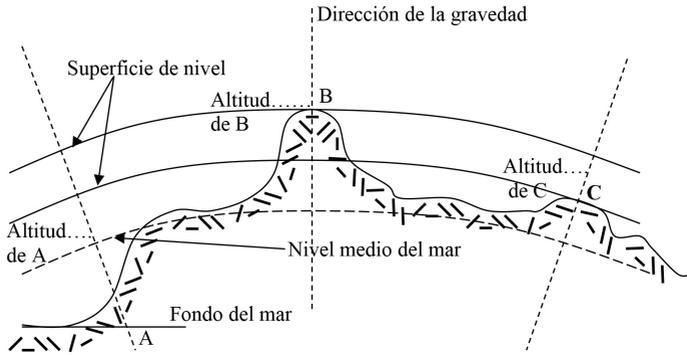
Las líneas que conforman las superficies de nivel son las denominadas líneas de nivel, por tanto los puntos que la integran también son perpendiculares a la dirección de la fuerza de gravedad.

### 5.1.3 Nivel Medio del Mar

A nivel mundial se considera que la superficie de los mares en calma es por excelencia una superficie de nivel, por ello todos los trabajos topográficos la toman como referencia, o sea, cota o altura de valor cero (0) para todos los países. Así, por ejemplo, podemos afirmar que el monte Everest en el Himalaya, tiene más de 2 500 metros de alto que el volcán Chimborazo<sup>(a)</sup>, porque ambas elevaciones se encuentran referidas a la misma superficie de comparación, es decir, al nivel medio del mar supuestamente prolongado a través de toda la superficie terrestre.

---

<sup>(a)</sup>El volcán Chimborazo se encuentra a 6 264 metros sobre el Nivel Medio del Mar (msnm), mientras que el Monte Everest tiene su cima a 8 848 msnm.



**Figura 5.1:** Esquema de superficies y líneas de nivel.

Recordemos que la prolongación por debajo de los continentes de la superficie del nivel medio del mar es el **geoide**.

Los instrumentos empleados para medir la altura del nivel medio del mar se denominan *mareógrafos*. Ellos se instalan cerca de la costa en aguas consideradas tranquilas, luego de realizar mediciones durante al menos tres años se obtiene índice razonablemente estable exacto y que permite definir la cota cero (0). Es cierto que el geoide tiene forma irregular, sin embargo, es posible comparar las altitudes que se obtienen, con independencia del lugar donde fueron tomadas.

Cada país tiene definidas las instituciones encargadas de determinar el nivel medio del mar y de distribuir en el territorio una red de puntos que poseen sus tres coordenadas ( $X, Y, Z$ ) halladas con alto nivel de precisión y

será la base que sustenta todos los trabajos topográficos y geodésicos.

En Ecuador este trabajo es realizado por el Instituto Geográfico Militar (IGM), que tiene como mareógrafo principal al ubicado en la ciudad de La Libertad en la provincia Santa Elena, instalado en aguas del Océano Pacífico.

#### **5.1.4 Superficie de referencia arbitraria**

El trabajo que se realiza es de carácter local cuyo propósito es determinar los desniveles entre puntos de interés, que posteriormente no serán vinculados a otros proyectos puede tomarse como superficie de nivel una superficie de referencia arbitraria, a la cual se le asigna un valor de altura cualquiera. Es necesario destacar que la cota elegida debe ser tal que todos los puntos a levantar estén por encima de ella para de esa forma garantizar que no haya puntos con valores negativos.

Como se dijo en el párrafo anterior las superficies de referencia tienen la desventaja que no pueden relacionarse diferentes trabajos. De ahí que la recomendación es que siempre que sea posible se tome el nivel medio del mar para determinar las alturas de los puntos de interés en los trabajos topográficos.

#### **5.1.5 Cotas altimétricas**

En líneas anteriores se han mencionado las cotas sin que se hayan definido. Si para determinar la elevación de un punto se tomó como superficie de referencia el nivel

medio del mar se dice que ese valor es la cota altimétrica del punto en cuestión.

La superficie de referencia de un trabajo topográfico puede ser el nivel medio del mar u otra elegida arbitrariamente. En caso de ser la primera se denominan cotas altimétricas absolutas o altitudes, mientras que si es la segunda se conocen como cotas altimétricas relativas o alturas.

La terminología a emplear depende del tipo de documento que se esté redactando. En informes de carácter técnico generalmente se habla de cotas absolutas, sin embargo, si es una publicación científica lo común es mencionar altitudes.

### **5.1.6 Puntos de Cota Fija (PCF)**

Los puntos de cota fija son aquellos cuyas cotas se determinaron y ajustaron con métodos topográficos de alta precisión, tomando como superficie de referencia el nivel medio del mar. Ellos forman parte de la red de control básico vertical de cada país. A su vez sirven de enlace para los trabajos topográficos que se realizan en diversos proyectos.

La red de control geodésico vertical que el IGM establece se basa en líneas de nivelación fundamentales, realizadas a partir de un mareógrafo, dándole altitud a una serie de puntos hasta cerrar en otro mareógrafo.

### 5.1.7 Plano horizontal

Se denomina plano horizontal a aquel que es tangente a la superficie de nivel que pasa por determinado punto. A los efectos de los trabajos topográficos se considera que ambos coinciden, es decir el plano horizontal y la superficie de nivel, esto es debido a que las visuales que se realizan en los proyectos de nivelación son de longitudes cortas.

El plano horizontal es perpendicular a la dirección de la fuerza de gravedad en el punto en que se encuentra.

### 5.1.8 Línea horizontal

Las líneas horizontales son aquellas que están contenidas en el plano horizontal. Ellas son tangentes a la línea de nivel.

### 5.1.9 Desnivel

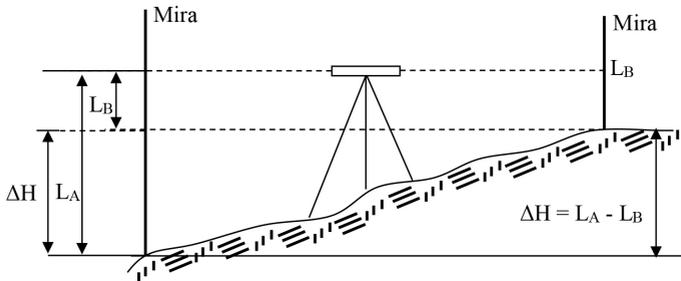
La diferencia entre las cotas altimétricas de dos puntos es lo que se denomina desnivel. Realmente en los levantamientos altimétricos lo primero que se calcula son los desniveles entre puntos para luego determinar las cotas de cada uno de ellos partiendo de un punto de cota conocida.

Los levantamientos altimétricos pueden resumirse en operaciones que se realizan para determinar los desniveles entre diversos puntos en el área objeto de estudio.

## 5.2 Métodos altimétricos

Los métodos altimétricos o de nivelación se utilizan con el objetivo de determinar el desnivel entre dos o más puntos. En Altimetría se utilizan tres métodos para el cálculo de los desniveles que se denominan: Nivelación Geométrica, Nivelación Trigonométrica y Nivelación Barométrica.

De los tres métodos mencionados el más exacto es el primero, que consiste en determinar el desnivel entre puntos a partir de visuales horizontales dirigidas a miras colocadas en ellos con el empleo de instrumentos denominados niveles topográficos (Figura 5.2).

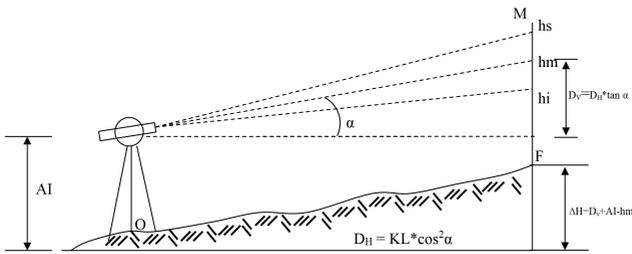


**Figura 5.2:** Fundamentos de la Nivelación Geométrica.

Por la exactitud de los resultados que se obtienen con este método se considera el más apropiado para establecer algunos Puntos de Cota Fija (PCF), así como para cualquier proyecto de nivelación que requiera una precisión elevada. Empleo de este tipo de trabajos son los

replanteos de sistemas de riego y drenaje, la construcción de terrazas, el trazado de surcos a nivel, entre otros.

En orden de importancia por los resultados que se obtienen al método de nivelación geométrica le sigue la nivelación trigonométrica. En él se emplea el teodolito taquímetro, a través del cual se dirigen visuales inclinadas para determinar el desnivel entre los puntos. Es de destacar que el instrumento se estaciona en uno de los puntos de interés. Al realizar las lecturas se deben anotar las correspondientes a los hilos del retículo (hilo superior, medio e inferior), así como el ángulo vertical ( $\alpha$ ) que se forma entre la inclinación del anteojo y su posición horizontal (Figura 5.3).



**Figura 5.3:** Fundamentos de la Nivelación Trigonométrica.

De los conocimientos de Física se sabe que la presión atmosférica varía con la diferencia de altura entre los puntos que se consideran. Es ese precisamente el fundamento que sustenta la nivelación barométrica. El instrumento utilizado para medir los desniveles es el barómetro.

La exactitud de este método es cuestionable debido a que son varios los factores que inciden en el mismo, por

ejemplo, las variaciones en las condiciones meteorológicas. Otro elemento a considerar es que la sensibilidad de los barómetros no permite registrar desniveles inferiores a un metro.

Los barómetros utilizados en este método se denominan altímetros, poseen una graduación en milímetros para registrar la presión y una equivalencia en metros sobre el nivel del mar para usarlos en condiciones normales de presión.

En este libro estudiaremos particularmente los métodos de nivelación trigonométrica y nivelación geométrica, así como los instrumentos que se emplean para su aplicación por ser de uso frecuente para los levantamientos y replanteos.

### 5.2.1 Nivelación Trigonométrica

Instrumentos para la nivelación trigonométrica

#### *Taquímetros*

La nivelación trigonométrica es uno de los métodos más empleados en los levantamientos topográficos. Los instrumentos utilizados son los denominados taquímetros, que permiten la lectura rápida de ángulos horizontales y verticales, así como el cálculo de distancias entre puntos. Una limitación que se les señala a estos equipos es que no son muy precisos. No obstante, para trabajos vinculados a las Ciencias Agrícolas y Agropecuarias la precisión lograda puede considerarse satisfactoria.

Los taquímetros pueden ser de tres tipos: (i) teodolitos-taquímetros, (ii) taquímetros auto reductores, (iii) taquímetros registradores o automáticos. Todos los taquímetros son teodolitos con independencia de si en su nombre se les ha antepuesto esa palabra o no.

## 5.2.2 Fundamentos de la taquimetría

La palabra taquimetría es de origen griego, por su etimología significa medición rápida. Los levantamientos topográficos en los que se emplean taquímetros el propósito es disminuir el tiempo de trabajo de campo, por ello de manera simultánea se realiza la poligonación, el relleno de los puntos de detalle y el levantamiento altimétrico para el cálculo de los desniveles.

La determinación de la posición de un punto en el espacio tridimensional a partir del método taquimétrico se sustenta en que el eje de las  $Y$  representa la dirección Norte – Sur o de la meridiana, el eje de las  $X$  será la dirección Este – Oeste o los paralelos y el de las  $Z$  muestra la vertical.

Referente a lo estudiado a los capítulos anteriores solo se ha agregado que el desnivel constituye otra coordenada. De manera que durante el levantamiento se recopilan datos para la determinación de las tres coordenadas.

En conclusión en los levantamientos taquimétricos se realizan tres operaciones:

1. Medida de la amplitud de los ángulos formados entre alineaciones consecutivas,

2. Determinación de las longitudes de las alineaciones, y
3. Cálculo del desnivel entre los puntos que conforman la zona estudiada.

La distancia entre los puntos extremos de las alineaciones se halla por métodos estadimétricos o indirectos, excepto en casos donde la precisión del trabajo a realizar sea alta y obligue al empleo de métodos directos.

Al leer en la mira se debe anotar la posición de los tres hilos. Superior e inferior para el cálculo de las longitudes, mientras que el hilo medio se empleará para comprobar las distancias y para la determinación del desnivel.

Como que las distancias que se representan en Topografía son las reducidas otro dato a tomar es el ángulo vertical que se forma entre la horizontal y la visual del anteojo a la mira. Para ello el taquímetro tiene un nonio vertical.

En el cálculo del desnivel, además de la lectura del hilo medio sobre la mira y del ángulo de la visual respecto a la horizontal, se debe medir la altura del instrumento, desde el eje del anteojo hasta el suelo, esto debe hacerse con la ayuda de una cinta o metro de mano.

En la Figura 5.3 se observa que el taquímetro está estacionado en el punto  $O$ , de coordenadas absolutas conocidas, se dirigen visuales a la mira colocada en el punto  $F$ . Se anotan las lecturas de mira interceptadas por los hilos extremos del retículo, calculando su diferencia  $L$  (hilo superior menos hilo inferior); la altura  $hm$  sobre el suelo que intercepta el hilo medio (como comprobación se

debe verificar que sea el promedio de las anteriores, véase Figura 5.3); la altura  $AI$  del instrumento; la altura de horizonte ( $\alpha$ ) o la distancia cenital, según sea la graduación del eclímetro y el ángulo de dirección o acimut.

Si  $L$  es la diferencia entre las lecturas en la mira de los hilos superior e inferior y por  $K$  la constante diastimométrica, se tendrá la distancia reducida por la fórmula conocida:

$$D_H = K * L * \cos^2 \alpha$$

Conocida ésta, obtendremos la magnitud  $D_v$ , comprendida entre la visual del hilo central del retículo y la horizontal trazada por  $O$  por la fórmula:

$$D_V = D_H * \tan \alpha$$

Obteniéndose las coordenadas  $x$ ,  $y$ ,  $z$ , según sabemos, por las expresiones:

$$x = D * \sen \alpha$$

$$y = D * \cos \alpha$$

$$Z = D_V + AI - hm$$



# 6

## Nivelación Geométrica y su aplicación

---

### 6.1 Instrumentos para nivelación geométrica

En este apartado solo se realizará la descripción de los instrumentos que con más frecuencia se emplean en los trabajos de nivelación que se realizan en las empresas y fincas de las ramas agrícolas y agropecuarias.

#### 6.1.1 Niveles

Los métodos de nivelación geométrica emplean instrumentos llamados niveles o equaltímetros para hallar el desnivel entre puntos, para ello se dirigen visuales horizontales.

La forma de lograr que la visual sea horizontal varía según el tipo de instrumento, es así que estos se pueden clasificar en tres tipos: *niveles de plano*, *niveles de línea* y *niveles automáticos*.

*Niveles de plano*

Se caracterizan por tener el eje vertical de giro perpendicular al eje de colimación, de esa manera se garantiza que el giro describa un plano horizontal.

*Niveles de línea*

A diferencia de los instrumentos descritos antes, el nivel de línea tiene ligeras inclinaciones del eje de colimación respecto al eje vertical de giro. En cada visual que se dirija es necesario colocar el eje de colimación en un plano horizontal.

El estacionamiento de estos instrumentos es rápido gracias al nivel esférico que poseen, además del tubular que puede observarse a través del propio anteojo o de un anteojo pequeño colocado a la izquierda. Con ellos se ven dos medias burbujas que deben hacerse coincidir antes de efectuar cada lectura de mira. Así es como se logra la horizontalidad del eje de colimación.

*Niveles automáticos*

Estos niveles poseen un mecanismo de compensación a través del cual todas las visuales son horizontales, por ello solo basta realizar la nivelación del instrumento al momento de estacionarse por medio del esférico.

El trabajo con los niveles automáticos es muy más rápido y eficiente en cuanto al uso del tiempo, con ellos no se corre el riesgo de olvidar la nivelación en cada visual como debe hacerse con los niveles de línea.

Con los niveles también es posible realizar la medida de ángulos horizontales con el uso de un círculo graduado en grados sexagesimales.

### 6.1.2 Miras

Las miras empleadas en los trabajos de nivelación geométrica son las mismas de la planimetría. Sobre ellas se realizarán lecturas en el orden de los milímetros, dependiendo de la precisión del trabajo a realizar, aunque en los trabajos de las Ciencias Agrícolas y Agropecuarias generalmente las lecturas son hasta el centímetro.

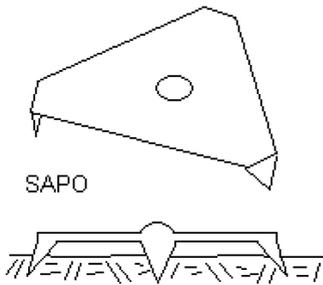
Es fundamental asegurarse que no introduzcan errores durante los levantamientos. Las fuentes de los mismos pueden ser producto de la construcción de la mira, graduación defectuosa o que posea deformaciones que no permitan colocarla con total verticalidad.

Existen varios tipos de miras, que generalmente siguen el siguiente modelo: longitud 3 metros, protección metálica en los extremos, ancho 10 centímetros, espesor 2 centímetros, graduación de colores blanco, negro y rojo. Además cuentan con un nivel esférico que ayuda a colocarla verticalmente y dos manillas para sostenerlas.

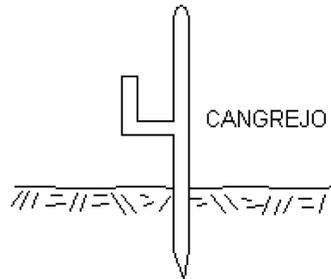
Las denominadas miras reversibles son aquellas que se encuentran graduadas por ambas caras con diferentes colores, con la particularidad de que una de ellas no comienza por el valor cero. El propósito es que sirvan como medio de comprobación efectiva durante los levantamientos.

### 6.1.3 Accesorios y auxiliares para las nivelaciones

En los trabajos de nivelación se emplean varios accesorios que contribuyen a garantizar la precisión que se requiere en cada proyecto. Por ejemplo: (i) para asegurar la verticalidad de las miras se utilizan niveles esféricos, éstos pueden ser fijos o de mano; (ii) con el fin de lograr la estabilidad en la colocación de la mira sobre el terreno se usan los sapos, que no son más que chapas metálicas preparadas para fijar en el terreno y poner sobre ellas la mira (Figura 6.1); (iii) cangrejos (Figura 6.2) soporte para colocar la mira. Además de herramientas para la fijación de puntos con carácter temporal o permanente.



**Figura 6.1:** Sapo



**Figura 6.2:** Cangrejo

### 6.1.4 Procedimientos de la nivelación geométrica

Cuando los puntos entre los que se desea determinar el desnivel se encuentran cerca uno del otro con una sola puesta del instrumento es posible realizar el trabajo. En ese caso se está en presencia de una *nivelación simple*. La posición del instrumento puede ser cualquiera, aunque se recomienda que se halle equidistante de ambos puntos para evitar errores en la operación.

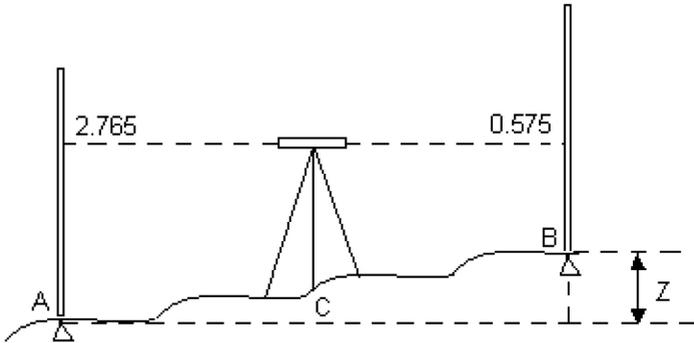
El procedimiento a seguir para hallar el desnivel entre dos puntos será: (i) seleccionar el sitio más adecuado para estacionar el instrumento, cuidando que ambos puntos sean visibles y se encuentren a la misma distancia de esa posición; (ii) estacionar el instrumento, logrando su nivelación, tener presente el tipo de nivel; (iii) colocar la mira sobre el primer punto y realizar la lectura del hilo medio, si se conoce la cota de ese punto a la lectura de ese punto se le denomina *mira de espalda* (ME); (iv) colocar la mira en el segundo punto y hacer la lectura del hilo medio, esta se llamará *mira de frente* (MF).

Es conveniente aclarar que siempre que las lecturas de mira se realicen sobre puntos cuyas cotas no se conocen se denominarán *miras de frente*.

Recomendaciones a tener en cuenta: cuando se emplee un nivel de plano debe cuidarse que la burbuja permanezca centrada en las dos lecturas. Mientras que si el nivel es de línea en cada lectura será necesario lograr el centrado de la burbuja. Por otro lado, en nivel automáticos solo habrá que nivel cuidadosamente durante el estacionamiento del instrumento.

*Cálculo de las diferencias de nivel y de las cotas*

En la Figura 6.3 se muestran los puntos *A* y *B* entre los cuales se desea determinar la diferencia de nivel. Para ello se colocó el nivel en *C*, equidistante de los dos anteriores, las dos visuales tendrán longitudes similares. Las lecturas realizadas son: en la mira *A*: 2,765 metros y en la mira *B*: 0,575 metros.



**Figura 6.3:** Cálculo de diferencia de nivel y cotas.

Suponiendo que el instrumento fue cuidadosamente nivelado su eje de colimación describe un plano horizontal que coincide con la superficie de nivel que pasa por él. Siendo así, la diferencia resultante de ambas lecturas será el desnivel entre los puntos *A* y *B*.

$$2,765 - 0,575 = 2,190$$

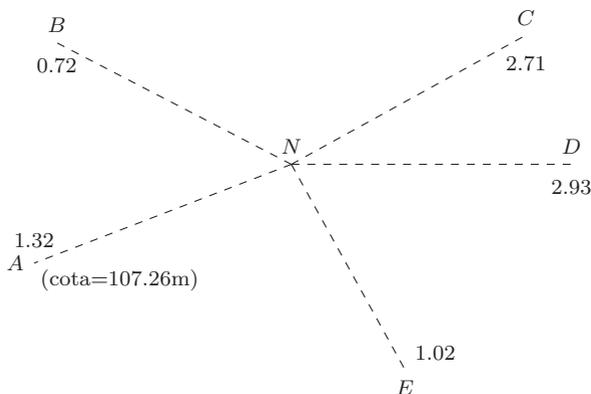
La lectura mayor (2,765) será el punto más bajo del terreno y la lectura menor (0,575) corresponde al más alto.

Si se conoce la cota del punto  $A$ , se puede determinar la cota de  $B$ , con el empleo de dos métodos:

1. **Método de diferencias o diferencial o método de desniveles:** la cota de  $B$  será la suma algebraica de la cota de  $A$  más el desnivel determinado entre  $A$  y  $B$ .
2. **Método de la cota de instrumento:** se halla la cota del eje de colimación del nivel sumando la cota de  $A$  y la ME realizada en ese punto y se le llama cota del instrumento (CI). La cota del punto  $B$  será la diferencia entre CI y la lectura de mira hecha en  $B$ .

Cuando desde una posición del nivel se van a determinar las cotas de varios puntos a partir de la cota conocida de uno de ellos el procedimiento a seguir puede ser cualquiera de los métodos explicados.

Un ejemplo de esto se muestra en la Figura 6.4, en ella el punto  $A$  es de cota conocida y se desea hallar las cotas de los puntos  $B$ ,  $C$ ,  $D$ , y  $E$  con las lecturas de mira tomadas en cada uno.



**Figura 6.4:** Determinación de varias cotas desde una misma puesta de instrumento, a partir de una cota conocida.

Según el método de los desniveles será:

Punto *B*

$$\Delta Z = 1,327 - 0,723 = +0,604m$$

El punto *B* estará más alto que el punto *A*.

$$\text{Cota de } B = \text{Cota de } A + \Delta Z = 107.265 + 0.604 = 107.869 \text{ m.}$$

Punto *C*

$$\Delta Z = 1,327 - 2,715 = -1,388m$$

El punto *C* estará más bajo que el punto *A*.

$$\text{Cota de } C = \text{Cota de } A - \Delta Z = 107.265 - 1.388 = 105.877 \text{ m.}$$

Punto  $D$

$$\Delta Z = 1,327 - 2,934 = -1,607m.$$

El punto  $D$  estará más bajo que el punto  $A$ .

$$\text{Cota de } D = 107.265 - 1.607 = 105.658 \text{ m.}$$

Punto  $E$

$$\Delta Z = 1,327 - 1,028 = +0,299m.$$

El punto  $E$  estará más alto que el punto  $A$ .

$$\text{Cota de } E = 107.265 + 0.299 = 107.564 \text{ m.}$$

Empleando el método *de la cota del instrumento* se procede del siguiente modo:

$CI = \text{Cota de } A + ME$	$107,265 + 1,327 = 108,592m.$
$\text{Cota de } B = CI - MF_B$	$108,592 - 0,723 = 107,869m.$
$\text{Cota de } C = CI - MF_C$	$108,592 - 2,715 = 105,877m.$
$\text{Cota de } D = CI - MF_D$	$108,592 - 2,934 = 105,658m.$
$\text{Cota de } E = CI - MF_E$	$108,592 - 1,028 = 107,564m.$

## 6.2 Corridas de Altitudes por Nivelación Geométrica

La corrida de altitudes, también conocida como corrida de cotas o corrida de niveles, es uno de los trabajos que con mayor frecuencia se realiza en los levantamientos topográficos altimétricos para las obras de ingeniería o el replanteo de sus proyectos. Esas corridas se

hacen a través de nivelaciones geométricas compuestas. El término “compuestas” se refiere a que hay que realizar más de una puesta de instrumento debido a que las distancias entre los puntos inicial y final son mayores que las aceptadas en una nivelación simple, o existen obstáculos que impiden la visualización de los puntos desde una sola posición. La nivelación compuesta es la concatenación de varias nivelaciones simples consecutivas.

El punto de partida de los trabajos altimétricos debe ser de cota conocida. Esta cota puede provenir de la Red de Nivelación Nacional, o de otra que tenga la precisión adecuada para el proyecto que se realiza, aunque también puede ser una cota arbitraria si no se enlazará el trabajo con otros proyectos.

En la Figura 6.5 se representa un ejemplo de nivelación geométrica. En dicha figura, se conoce la cota del punto  $A$  y se necesita conocer la cota del punto  $B$ . La distancia entre los dos puntos es tal que no pueden ser tomadas las lecturas en una sola puesta de instrumento.

Los puntos denominados  $PC_1$ ,  $PC_2$ ,  $PC_3$  y  $PC_4$  sobre los cuales se han tomado primero una mira de frente y luego una mira de espalda se denominan “*Puntos de Cambio*” (PC) ellos constituyen el enlace entre dos nivelaciones simples. En cada nueva puesta del instrumento esos puntos serán de cota conocida.

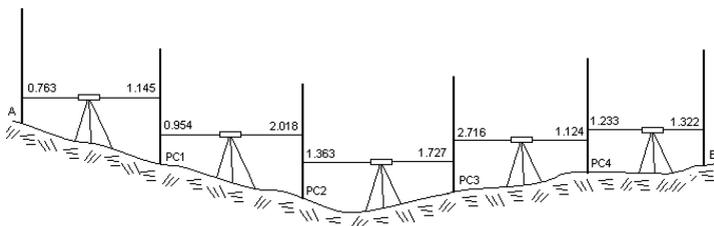
El proceso del trabajo es el siguiente:

Con el nivel situado en 1 se hace una mira de espalda al punto  $A$  de cota conocida, y una mira de frente al punto  $PC_1$ . La cota del punto  $PC_1$  queda, en esa forma, determinada. Una vez determinada la cota del punto  $PC_1$

(punto de cambio) se traslada el instrumento a la estación 2. Con el nivel situado en 2 se lee una mira de espalda al punto  $PC_1$  cuya cota ya se conoce, y a una mira de frente al punto  $PC_2$ , cuya cota queda determinada de esta manera. Se continua el procedimiento en los puntos que siguen hasta colocar el nivel en 5 tomándose una mira de espalda al punto  $PC_4$  (punto de cambio) y una mira de frente al punto  $B$ . La cota del punto  $B$  queda así determinada y el trabajo concluido.

### 6.2.1 Registro de Campo

En la Figura 6.5 se muestra un croquis del trabajo realizado, con los datos que ahí se muestran es posible confeccionar el registro de campo por cualquiera de los métodos antes explicados: de los desniveles o de cota de instrumento.



**Figura 6.5:** Datos obtenidos para llenar el registro de campo

Si se emplea el método de los desniveles, el registro será:

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Punto	ME	MF	Desn.	Cotas	Observaciones
A	0,763			37,410	El punto A coincide con el PCF
PC <sub>1</sub>	0,954	1,145	-0,382	37,028	
PC <sub>2</sub>	1,363	2,018	-1,064	35,964	
PC <sub>3</sub>	2,716	1,727	-0,364	35,600	
PC <sub>4</sub>	1,233	1,124	1,592	37,192	
B		1,322	-0,089	37,103	
$\Sigma$	<b>7,029</b>	<b>7,336</b>	<b>-0,307</b>		
Desnivel	ME-MF=	- 0,307	-0,307	0,307	

Donde:

En la columna (1) del registro, se anotan los puntos observados.

En las columnas (2) y (3), se anotan las lecturas de miras (miras de espaldas y miras de frente, respectivamente) observadas sobre cada uno de los puntos.

En la columna 4 se anotan los desniveles correspondientes con su signo.

En la columna (5) se anotan las cotas calculadas de cada uno de los puntos.

En la columna (6) se anotan las observaciones pertinentes.

Cada fila del registro corresponde a un punto observado, así, sobre el punto *A* de cota 37,410 metros, fue observada solamente una *ME* de 0,763 metros. El punto *A* es el primer punto y como el mismo coincide con el punto de cota fija *PCF*, ese dato se anota en la columna (6).

El punto  $PC_1$  es un punto de cambio ( $PC$ ) y sobre él se observó una mira de espalda de 0,954 metros y una mira de frente de 1,145 metros. La diferencia de nivel entre  $A$  y  $PC_1$  será:  $0,763 - 1,145 = -0,382$  m, o sea, que el punto  $PC_1$  estará 0,382 metros más bajo que el punto  $A$ . El valor hallado de 0,382 metros se anotará en la columna (4). La cota del punto  $PC_1$  será  $37,628 - 0,382 = 37,028$  m, la que se anotará en la columna (5).

La diferencia de nivel entre el punto  $PC_1$  y el  $PC_2$  será  $0,954 - 2,018 = -1,064$  la que se anotará en la columna (4). La cota del punto  $PC_2$  será  $37,028 - 1,064 = 35,964$ , la que se anotará en la columna (5).

Este proceso se va repitiendo para cada uno de los puntos hasta llegar al final del levantamiento.

Es posible realizar la comprobación de las operaciones realizadas por lo menos de tres formas, como se observa en las últimas filas del registro:

1. El desnivel entre los puntos  $A$  y  $B$  se puede hallar por la diferencia entre la sumatoria de las  $ME$  (columna 2) y las  $MF$  (columna 3).
2. Otra manera es calcular la suma algebraica de los desniveles determinados, suma de la columna 4.
3. Por último, hallar la diferencia entre las cotas calculadas para  $A$  y  $B$  (columna 5).

Numéricamente los tres valores antes mencionados deben coincidir, como se observa en el registro de datos de campo. De no ocurrir esto debe realizarse una revisión hasta encontrar el error antes de repetir el trabajo.

Si se emplea el método de cota de instrumento el registro puede ser llevado de la siguiente forma:

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Punto	ME	MF	Desn.	Cotas	Observaciones
A	0,763	38,173		37,410	El punto A coincide con el PCF
PC <sub>1</sub>	0,954	37,982	1,145	37,028	
PC <sub>2</sub>	1,363	37,327	2,018	35,964	
PC <sub>3</sub>	2,716	38,316	1,727	35,600	
PC <sub>4</sub>	1,233	38,425	1,124	37,192	
B			1,322	37,103	
Σ	7,029		7,336		
Desnivel		ME-MF=	-0,307	0,307	

En la columna (1) de este registro se anotan los puntos observados.

En la columna (2) y (4) se anotan las lecturas de mira (mira de espalda y mira de frente) observadas sobre cada uno de los puntos.

En la columna (3) se anotan las cotas de instrumento.

En la columna (5) se anotan las cotas de cada uno de los puntos.

En la columna (6) se anotan las observaciones pertinentes.

Cada fila del registro corresponde a un punto observado, así sobre el punto A de cota 37,410m fue observada una mira de espalda de 0,763m. La cota del instrumento será  $37,410 + 0,763 = 38,173m$ , o sea, la cota de A más la ME leída en ese punto.

Sobre el punto de cambio PC<sub>1</sub> se observaron una mira de espalda de 0,954m. La mira de frente de 1,145m.

La cota del punto PC<sub>1</sub> será  $38,173 - 1,145 = 37,028m$  y la cota de instrumento  $37,028 + 0,954 = 37,982m$ .

El proceso se repite en la misma forma hasta obtener la cota del último punto.

Como en el método anterior el desnivel entre los puntos  $A$  y  $B$  puede obtenerse por la diferencia entre las sumatorias de las miras de espalda y las miras de frente. Además por la resta de la cota de  $A$  menos cota de  $B$ . Ambos resultados deben coincidir numéricamente. De no ser así ha ocurrido una equivocación en los cálculos realizados o se ha realizado de forma incorrecta una de las lecturas de mira.

## 6.3 Comprobación de las Nivelaciones

### 6.3.1 Errores y equivocaciones

Las comprobaciones explicadas en párrafos anteriores permiten determinar si se cometieron equivocaciones en los cálculos aritméticos realizados con los datos tomados en el levantamiento. Sin embargo, no indican si existen errores mayores a los permisibles en correspondencia a la precisión requerida en el levantamiento.

### 6.3.2 Equivocaciones más frecuentes

En los trabajos de nivelación se pueden presentar con frecuencia equivocaciones también conocidas como errores groseros, algunos de ellas son:

Al leer con la mira:

- a) Leer y anotar la mira invertida (intervalo entre el tope superior y el hilo medio).

- b) Hacer lecturas con un hilo estadimétrico.
- c) Leer los metros o decímetros equivocados.
- d) Omitir el cero de los primeros decímetros después de cada metro.

Al usar el nivel:

- a) No calar la burbuja antes de leer en la mira.
- b) Leer en la mira inclinada.

Al anotar los datos:

- a) Anotar en la columna que no corresponde.
- b) Omitir una lectura.
- c) Anotar una lectura con dígito intercambiado.

Equivocaciones como las mencionadas obligan, con frecuencia, a desechar un trabajo o repetir el levantamiento en campo. Por esa razón es necesario prestar atención a todas las operaciones a realizar, así como comprobar los cálculos aritméticos en el campo al finalizar el trabajo.

### **6.3.3 Errores sistemáticos y formas de eliminarlos**

Existen dos errores sistemáticos que podrían presentarse en los levantamientos altimétricos, sin embargo, por la poca longitud de las visuales dirigidas desde el instrumento hasta la mira son comúnmente despreciados, ellos son los errores por esfericidad de la tierra y por refracción atmosférica. Ambos pueden evitarse si se estaciona

el nivel en un punto equidistante de los sitios a los que se les quiere hallar el desnivel.

El error por refracción atmosférica es producto de las diversas densidades que poseen las capas de aire que atraviesa el rayo visual desde el instrumento hasta la mira. Las capas más densas son las más cercanas a la tierra, por eso se refracta la visual.

Los errores provocados por los instrumentos tienen mayor influencia que la diferencia que puede existir entre las longitudes de las visuales correspondientes a miras de espalda y de frente.

Un error que suele aparecer con frecuencia es que el eje de colimación del instrumento no esté exactamente perpendicular al eje vertical, de manera que las visuales pueden estar inclinadas hacia abajo o hacia arriba.

El error que provoca el efecto antes explicado se compensa si las distancias en las miras de espalda son iguales que las distancias en las miras de frente, debido a que al calcular el desnivel las ME se suman, mientras que las MF se restan.

#### **6.3.4 Errores Accidentales**

Como en toda medición física en los levantamientos altimétricos también están presentes los errores accidentales, los más comunes son:

- Imperfecto centrado de la burbuja de nivel tubular (por limitación del operador y por causas fortuitas).
- Imperfecto calado del nivel de la mira.
- Estimación de los milímetros al hacer las lecturas.

Los errores accidentales tienen influencia en los resultados finales del trabajo topográfico, por esa razón deben ser controlados de manera que se mantengan dentro de los límites permisibles para el levantamiento.

Para controlar los errores accidentales se deben levantar datos diferentes que permitan la comprobación del trabajo realizado. Un cuidado especial se debe tener con los puntos de cambio, cometer un error en ellos implicaría que la cota del instrumento en puestas posteriores estaría afectada.

Las corridas de altitudes son las nivelaciones que conllevan el control de los errores del levantamiento, los métodos para controlar se clasifican en:

#### *Corrida en una dirección*

- Dobles lecturas de mira.
  - a) Doble punto de cambio.
  - b) Mira reversible.
  - c) Inversión de la mira.
- Doble posición del nivel.

#### *Corrida en dos direcciones*

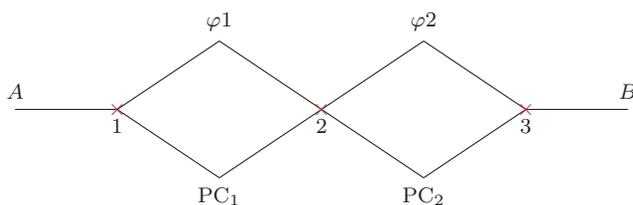
- Ida y vuelta
- Cierre sobre otro punto de cota fija de igual orden.
- Circuito de nivelación.

Si la corrida de altitudes se realiza en una sola dirección la forma de comprobar el levantamiento es anotando los datos en dos registros de forma simultánea. Al

finalizar el trabajo el desnivel entre los puntos estudiados debe ser prácticamente el mismo. Puede haber cierta diferencia entre los desniveles calculados, sin embargo, para las nivelaciones que se ejecutan por especialistas de las ramas agrícola y agropecuaria no debe sobrepasar de  $\pm 0,20m\sqrt{K}$ , donde K es el número de kilómetros recorridos en la nivelación.

### *Doble punto de cambio*

En este tipo de levantamiento por cada puesta del instrumento se realiza la lectura de dos puntos de cambio, en cada uno se va llevando un registro de datos de campo. En la Figura 6.6 se puede observar un ejemplo de este método. Con el instrumento situado en 1 se realiza una ME en el punto A de cota conocida y MF en los puntos  $PC_1$  y  $\varphi_1$  respectivamente. Con el nivel en 2 se tomaron ME en  $PC_1$  y  $\varphi_1$  y MF en  $PC_2$  y  $\varphi_2$ . Con el equipo en 3 se leyeron ME en  $PC_2$  y  $\varphi_2$  y la de frente en B.



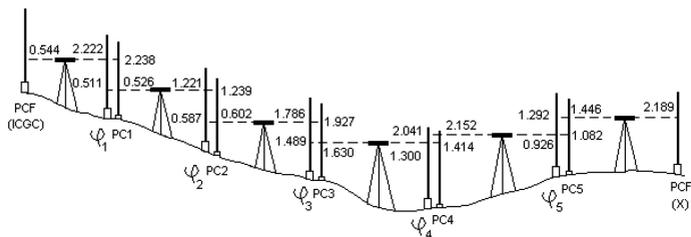
**Figura 6.6:** Método de comprobación por doble punto de cambio.

La cota del punto B puede calcularse de dos maneras, una siguiendo el recorrido A  $PC_1$   $PC_2$  B, otra por el itinerario A  $\varphi_1\varphi_2$  B. Una vez determinada la cota de B por ambos procedimientos se halla si hay diferencias en el

valor obtenido, de haberla se comprueba si es permisible. Si la diferencia está en los límites permisibles la cota de B será el promedio de los dos valores obtenidos.

Debe verificarse que en una misma puesta de instrumento los desniveles calculados por las dos vías no tengan grandes diferencias, si eso ocurre significa que existe una equivocación en alguna de las lecturas efectuadas.

Los datos de la nivelación que aparece en la Figura 6.7 se han introducido en registros de campo y se muestran a continuación.



**Figura 6.7:** Corrida de cotas por doble punto de cambio.

### Datos por Doble Punto de Cambio

Puntos	ME(+)	MF(-)	Observaciones
PCF IGM	0,544		Hito geodésico N-1425-1978
PC <sub>1</sub>	0,526	2,238	
PC <sub>2</sub>	0,602	1,239	
PC <sub>3</sub>	1,630	1,927	
PC <sub>4</sub>	2,152	1,414	
PC <sub>5</sub>	1,446	1,082	
PCF(X)		2,189	Hito de hormigón

Puntos	ME(+)	MF(-)	Observaciones
PCF IGM	0,544		Hito geodésico N-1425-1978
$\varphi 1$	0,511	2,222	
$\varphi 2$	0,587	1,221	
$\varphi 3$	1,489	1,786	
$\varphi 4$	2,041	1,300	
$\varphi 5$	1,292	0,926	
PCF(X)		2,189	Hito de hormigón

Durante el trabajo de campo en los levantamientos altimétricos se deben tener presentes las siguientes recomendaciones:

- a) Limitar las distancias del instrumento a las miras a visuales no mayores a 80 m.
- b) No efectuar lecturas a distancias menores de 0,40 m en la mira.
- c) No realizar lecturas muy próximas al extremo superior de las miras.
- d) Utilizar soportes apropiados (sapos, cangrejos, estacas) para la colocación de las miras.

#### *Mira reversible*

Si se dispone de miras reversibles, es decir, graduadas por ambas caras, con desplazamiento en la numeración de una cara respecto a la otra, no es necesario realizar doble punto de cambio, sino que desde la misma posición del instrumento se coloca la mira en la misma posición de manera que se realizan lecturas por ambas caras.

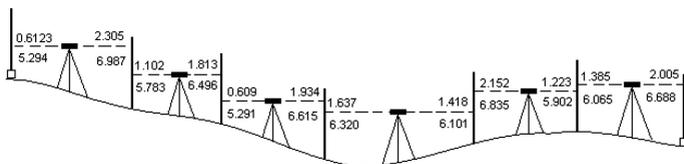
En cada punto se toman dobles las lecturas, al igual que en el método anterior se llevan dos registros.

Los desniveles hallados por cada lado de la mira deben prácticamente iguales, su diferencia debe ser inferior al error permisible de acuerdo a la precisión del trabajo realizado.

Seguidamente aparecen los registros de campo, del levantamiento representado en la Figura 6.8, con los datos de una nivelación realizada con una mira reversible. La cara roja está desplazada +4,683 m con respecto a la graduación de la cara negra.

Puntos	ME(+)	MF(-)	Observaciones
PCF IGM	0,612		Hito geodésico N-1425-1978
PC <sub>1</sub>	1,102	2,305	
PC <sub>2</sub>	0,609	1,813	
PC <sub>3</sub>	1,637	1,934	
PC <sub>4</sub>	2,152	1,418	
PC <sub>5</sub>	1,385	1,223	
PCF(X)		2,005	Hito de hormigón

Puntos	ME(+)	MF(-)	Observaciones
PCF IGM	5,296		Hito geodésico N-1425-1978
PC <sub>1</sub>	5,785	6,987	
PC <sub>2</sub>	5,294	6,496	
PC <sub>3</sub>	6,321	6,615	
PC <sub>4</sub>	6,836	6,101	
PC <sub>5</sub>	6,070	5,902	
PCF(X)		6,688	Hito de hormigón



**Figura 6.8:** Corrida de cota con mira reversible.

*Inversión de la mira*

El procedimiento anterior también es posible realizarlo si la mira con que se cuenta tiene una sola cara graduada. En ese caso lo que se hace es leer con la mira directa y luego se invierte para leer la nueva lectura. Como en los casos anteriores se llevan dos registros con los datos levantados en campos.

Los desniveles que se obtienen al final del levantamiento deben tener el mismo valor numérico, sin embargo, su signo será contrario.

Los registros que se muestran a continuación aparecen los datos de un levantamiento empleando el procedimiento de mira invertida.

Puntos	ME(+)	MF(-)	Desnivel
A	1,873		
PC <sub>1</sub>	1,719	0,271	1,602
PC <sub>2</sub>	1,347	1,009	0,710
B		1,019	0,328

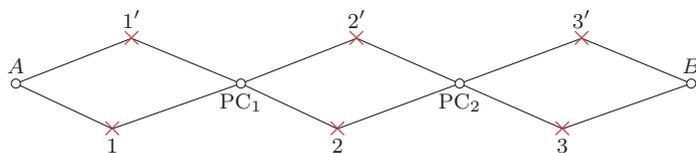
Puntos	ME(+)	MF(-)	Desnivel
A	1,127		
PC <sub>1</sub>	1,282	2,730	-1,603
PC <sub>2</sub>	1,652	1,992	-0,710
B		1,981	-0,329

Observe en los registros anteriores que los desniveles entre los puntos A y PC<sub>1</sub> son +1,602 m y cuando empleamos la mira invertida es de -1,603m. lo mismo ocurre con el resto de los puntos estudiados.

Otro aspecto a considerar como comprobación es que la suma de las lecturas que se realizan en un punto con mira directa e invertida debe ser igual la longitud de la mira que se está empleando en el levantamiento. Por ejemplo, las ME hechas en el punto A: +1,873 y +1.127, la suma de ambas es 3.000 metros.

#### *Doble posición del nivel*

La doble posición del nivel consiste en estacionar el instrumento dos veces entre los diferentes puntos de cambio. La Figura 6.9 muestra un ejemplo del procedimiento a seguir. Desde la posición 1 del instrumento se realizan las correspondientes ME y MF a los puntos A y PC<sub>1</sub>, se cambia el nivel a la posición 1' y se repite la operación a los mismos puntos. Se continua el levantamiento llevando dos registros de los datos de campo hasta llegar al punto final, en este caso B.



**Figura 6.9:** Doble posición a nivel.

De los métodos explicados este es el menos recomendable por la lentitud con que se realiza el levantamiento al tener que realizar doble estacionado con la correspondiente nivelación del instrumento.

### 6.3.5 Corrida en dos direcciones

#### *Nivelación de ida y vuelta*

Si no hay puntos de cota fija en las cercanías del área de estudio la comprobación debe hacerse mediante dos recorridos, uno de ida y otro de vuelta. Entre ellos no debe haber coincidencias, es recomendable que se hagan en diferentes días o momentos.

#### **IDA**

Puntos	ME(+)	MF(-)	Observaciones
PCF IGM	0,981		Hito geodésico N-1425-1978
PC <sub>1</sub>	1,234	1,992	
PC <sub>2</sub>	1,005	2,017	
PC <sub>3</sub>	1,342	2,251	
PC <sub>4</sub>	1,987	1,554	
PC <sub>5</sub>	1,519	1,449	
PCF (X)		2,002	Hito de hormigón

**VUELTA**

<b>Puntos</b>	<b>ME(+)</b>	<b>MF(-)</b>	<b>Observaciones</b>
PCF(x)	1,728		Hito de hormigón
PC <sub>1</sub>	1,261	1,245	
PC <sub>2</sub>	1,584	1,802	
PC <sub>3</sub>	2,352	1,375	
PC <sub>4</sub>	1,984	1,106	
PC <sub>5</sub>	1,615	1,204	
PCF IGM		0,604	Hito geodésico N-1425-1978

*Cierre sobre otro punto de cota fija de igual orden*

La mejor manera de comprobar las nivelaciones es cuando se parte de un punto de cota fija y se termina en otro de iguales características, a través de una nivelación compuesta en una sola dirección. Evidentemente eso solo es posible en algunas regiones del país. Este método contribuye a controlar la precisión del trabajo realizado, además de que se dupliquen las lecturas, los puntos de cambio o las puestas de instrumentos.

*Errores de Cierre permisibles*

El error total que tiene una nivelación geométrica compuesta tiene componentes sistemáticos y accidentales. Los primeros pueden casi eliminarse si se tiene cuidado en la colocación del instrumento en un sitio equidistante de los puntos a observar. Por esa razón, cobran mayor importancia los errores accidentales.

El error total que se comete en una nivelación se determina en función de la ecuación que aparece más abajo, que tiene como sustento que el mismo depende de la cantidad de puestas por kilómetro.

$$E_T = \pm c * \sqrt{K}$$

Donde:  $c$  será una cantidad que puede ser fijada de acuerdo con el grado de precisión que debamos alcanzar y  $K$  será el número de kilómetros de una sección o de una línea.



# 7

## Perfiles y Rasantes

---

### 7.1 Perfiles

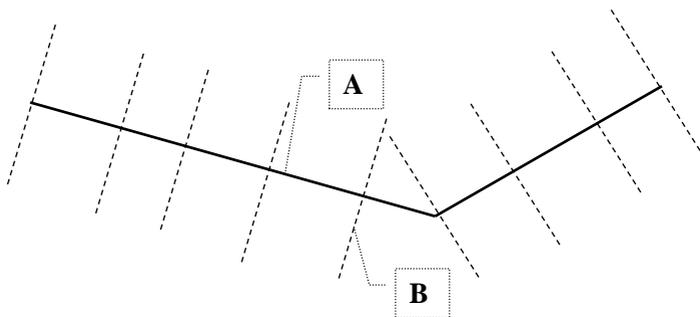
Se denomina “perfil topográfico” a la configuración que tiene la superficie del terreno a lo largo de una línea recta, quebrada o curva que se traza sobre el mismo.

Los perfiles topográficos son indispensables para la proyección de obras de ingeniería que cubren una franja de terreno relativamente estrecha, pero generalmente muy larga, como es el caso de los canales de riego y drenaje, las conductoras soterradas, diques, vías de acceso, etc., por sólo mencionar las obras de ingeniería de mayor vinculación con la especialidad.

Uno de los trabajos de nivelación más frecuentes requeridos en las labores de ingeniería es el levantamiento para el perfil longitudinal. Su ejecución práctica, consiste en determinar las cotas altimétricas de una serie de puntos de la superficie del terreno contenidas a lo largo de una línea que se considera como línea de eje de la obra que

se proyecta, con el objeto de conocer el comportamiento del relieve del terreno a lo largo de la misma y que puede ser representada en un plano a escala conveniente.

Teniendo en cuenta que las obras de ingeniería de extensión longitudinal, generalmente ocupan una franja de terreno y no una línea, es necesario considerar dos clases de perfiles (Figura 7.1).



**Figura 7.1:** Vista en planta de perfil longitudinal y perfiles transversales

### 7.1.1 Perfiles o secciones longitudinales

Indican únicamente la forma del relieve a lo largo de la línea considerada, pero no muestran la configuración del terreno en ambos lados de dicha línea.

Cuando la obra que se proyecta cubre una franja muy estrecha del terreno, como sería por ejemplo una tubería soterrada, que debe seguir una dirección obligada, puede considerarse que el perfil longitudinal ofrece los datos suficientes para confeccionar el proyecto.

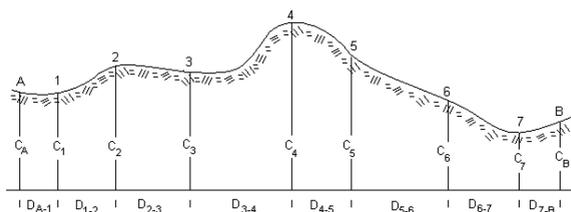
### 7.1.2 Perfiles o secciones transversales

Son secciones trazadas, generalmente, en ángulos rectos al perfil longitudinal y de suficiente longitud para cubrir el ancho de la franja de terreno que se quiera estudiar (Figura 7.1 B).

En los proyectos para canales, vías de acceso, diques, etc., es necesario realizar el levantamiento con todas las secciones transversales que pueden requerirse atendiendo a las peculiaridades del relieve del terreno y a las características y necesidades del proyecto.

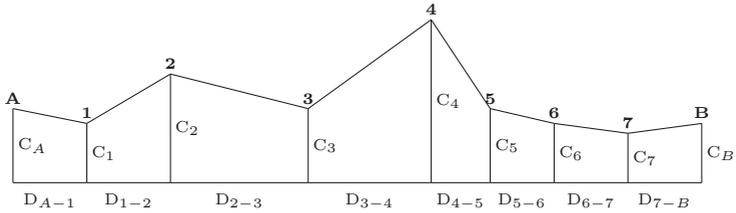
La representatividad de la configuración real del terreno en el perfil topográfico, será mayor, mientras mayor sea la cantidad de puntos altimétricos que se hayan determinado atendiendo a que los mismos sean aquellos en los cuales, la inclinación del terreno cambia sensiblemente, de manera que entre dos puntos consecutivos pueda admitirse que la pendiente es uniforme y por consiguiente, la superficie del terreno entre dichos puntos puede asumirse que sigue una línea recta.

Considerar, a modo de ejemplo, que la forma real del terreno entre los puntos A y B, esté representada fielmente en la Figura 7.2.



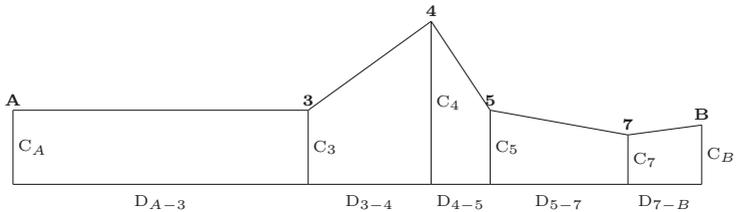
**Figura 7.2:** Forma real del terreno entre los puntos A y B.

Si entre cada uno de los puntos consecutivos A, 1, 2, ... B, en los cuales se observa cambio en la inclinación del terreno, se determinan las cotas altimétricas  $C_A, C_1, C_2 \dots C_B$  y las distancias horizontales  $D_{A-1}, D_{1-2}, D_{2-3} \dots D_{7-B}$  entre dichos puntos, la representación de la sección de terreno considerada (perfil) pueda lograrse con bastante fidelidad según se muestra en la Figura 7.3.



**Figura 7.3:** Representación de la sección del terreno considerando todos los puntos.

Pero sí por ejemplo, al tomar los datos no se consideran los puntos 1, 2 y 6 y no se determinan sus datos respectivos la representación que obtendremos discrepará apreciablemente de la forma real del terreno (Figura 7.4).



**Figura 7.4:** Representación de la sección del terreno sin considerar todos los puntos.

Al analizar la Figura 7.2 se comprende que para levantar un perfil se necesita conocer, además de las elevaciones de cada uno de los puntos en él contenidos, las distancias que median entre ellos, para lo cual puede procederse de dos formas distintas:

- Con distancia variable entre puntos altimétricos.
- Con puntos equidistantes (estaciones).

El levantamiento del perfil con distancias variables entre puntos altimétricos es el mostrado por la Figura 7.2 que consiste en elegir, cuidadosamente, los puntos del terreno de manera que se asegure obtener su representación con la fidelidad requerida para el proyecto. La separación entre los puntos escogidos será medida por dos ayudantes al mismo tiempo que se va colocando la mira en cada punto.

Los datos de campo se irán anotando según se muestra en la siguiente tabla:

**Cuadro 7.1:** Registro de campo donde se anotará los datos obtenidos en el terreno.

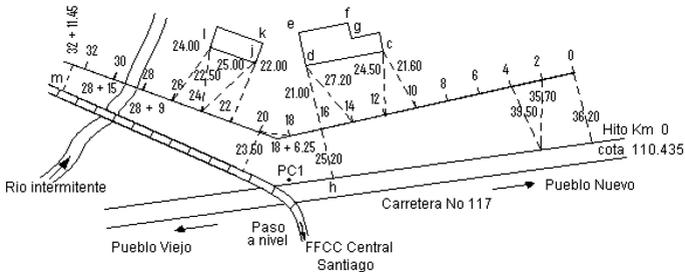
Puntos	ME	CI	MF	Cotas	Dist.	Distancia Acumulada	Observ.
A					00.00	00.00	
1					41.50	41.50	
2					46.20	87.70	
...							

Los levantamientos con puntos altimétricos equidistantes, son el procedimiento más empleado para los trabajos de riego y drenaje. La separación uniforme entre los puntos se elige atendiendo a las peculiaridades del relieve

y a la precisión exigida por el proyecto, siendo la misma, por lo general, 20 metros y para trabajos de mucha precisión 10 metros.

Los puntos o estaciones del perfil se señalan en el terreno por medio de estacas de madera de sección cuadrada (de 4 a 8 cm. de lado) o rectangulares y aproximadamente de 0,60 m de longitud, las mismas se irán numerando lateralmente por la parte superior de acuerdo con la equidistancia elegida en la forma siguiente: Si las estaciones son fijadas cada 10 metros, se les numera de corrido (0, 1, 2, 3, 4, etc.), y si son fijadas cada 20 metros, se numeran de dos en dos (0, 2, 4, 6, ... etc., Figura 7.5).

Esta forma de numerar los puntos (estaciones) del perfil tiene la ventaja de que basta añadir un cero al número de estación para saber la distancia que hay desde ella al origen; así también para conocer la distancia entre dos puntos sólo habrá que restar los números que corresponden a las estaciones y añadirle un cero a la diferencia.



**Figura 7.5:** Croquis con datos planimétricos de una línea de perfil.

### 7.1.3 Forma de registrar los datos de los perfiles

Los datos altimétricos deben ser anotados en un registro de nivelación radial por cota de instrumento, según se indica en la Tabla 7.3 donde se recogen los datos del levantamiento cuyo croquis aparece en la Figura 7.5.

**Cuadro 7.2:** Registro de datos altimétricos.

Puntos	ME	CI	MF	Cotas	Observaciones
PVC	1.005			110.435	Hito Km 0. carretera 117, P. Nuevo –
0			1,29		P. Viejo.
2			1,37		
4			1,57		
6			1,70		
8			1,87		
10			2,01		
12			2,16		
14			2,29		
16			2,41		
18			2,55		
PC <sub>1</sub>	0.917		1,747		Cabilla 2,5 cm. enterrada a ras suelo proteg. con piedra.
φ <sub>1</sub>	0,730		1,562		Lectura sobre punto de control adicional (travesía FFCC).
18+6,25			1,73		
20			1,84		
22			1,93		
24			2,05		
26			2,12		
28			2,20		

**Cuadro 7.2:** Registro de datos altimétricos. (continuación)

Puntos	ME	CI	MF	Cotas	Observaciones
28+9,00			2,22		Margen río intermitente.
28+12,00			3,79		Centro río (fondo).
28+15,00			2,31		Margen río.
30			2,45		
32			2,50		
32+11,45			2,70		

En el procedimiento de puntos equidistantes puede ocurrir que algún punto característico del relieve, o que interesa determinar, como son por ejemplo los puntos de cambio de dirección de la línea del perfil, no resulta coincidente con una de las estaciones, sino que queda comprendido entre dos estaciones consecutivas. Para localizarlo se toma, en el orden en que va la numeración, la distancia que hay a partir de la estación anterior a dicho punto y esa distancia se le denomina un “más o plus” y se anota con el número de la estación seguido del signo más y a continuación la distancia medida; así por ejemplo en la Figura 7.5 el punto de cambio de dirección de la línea de perfil (punto de inflexión) está a 6,25 m de la estación 18 por lo cual se le denomina 18 + 6,25, tal como aparece anotado en la Tabla 7.3 siendo su distancia al origen  $180 + 6,25 = 186,25$  m, independientemente de que las estaciones estén situadas cada 10 o 20 metros. En la Figura 7.5 se observan además otros puntos de importancia para el levantamiento, tales como los que definen la sección transversal del arroyo y que aparecen consignadas en el

correspondiente registro de datos con los números: 28 + 9,00; 28 + 12,00; 28 + 15,00.

Las ventajas que ofrece el levantamiento de un perfil por puntos equidistantes se pueden resumir en los siguientes aspectos:

- Los puntos a determinar son marcados previamente y su localización es mucho más fácil.
- El número correspondiente a cada punto define su distancia al origen.
- Se agiliza el trabajo de campo y de gabinete.
- Facilitan los cálculos de rasante, movimiento de tierra, etc., del proyecto.
- Las marcas dejadas en el terreno facilitan ampliamente cualquier trabajo de replanteo.

Otro aspecto que tiene gran importancia en los levantamientos de perfiles, es el de determinar la situación planimétrica de la sección longitudinal, ya que por lo general, si el perfil no se encuentra localizado carece de utilidad práctica.

Para la localización del perfil puede emplearse cualquiera de los métodos estudiados en planimetría, en dependencia de los instrumentos disponibles, la complejidad del levantamiento y las condiciones locales.

Los datos planimétricos pueden ser anotados sobre un croquis general, como el de la Figura 7.5, donde aparecen representados todos los detalles planimétricos (carretera, ferrocarril, construcciones, etc.) que deben ser levantados para confeccionar el plano de planta que definirá la

localización del perfil, o en varios croquis de detalles, en dependencia de la cantidad de puntos y del método utilizado. Cuando los detalles son levantados por coordenadas polares, debe utilizarse una forma de registro de datos como los empleados en planimetría ya que los datos angulares no es fácil representarlos y los errores son más frecuentes y peligrosos que los que puedan cometerse en las magnitudes lineales.

En algunos casos es preferible también anotar los datos lineales en un registro aparte en vez de reflejarlos en un croquis, como se muestra en la Tabla ??:

**Cuadro 7.3:** Registro de datos planimétricos de perfiles topográficos.

Desde	Hasta	Distancia	Observaciones
Est. 0	a	36,20	Borde carretera (90°).
2	b	35,70	Hito Km 0 (inclinada).
4	b	39,50	Hito Km 0 (inclinada).
10	c	21,60	Vértice de nave (trilateración)
12	c	24,50	Vértice de nave (trilateración)
14	d	27,20	Vértice de nave (trilateración)
16	d	21,00	Vértice de nave (trilateración)
d	e	15,00	Ancho de nave.
e	f	21,80	
f	g	5,40	
16	h	25,20	Borde carretera 90°.
18	20	17,50	Dist. Para definir la inflexión.
20	i	23,50	Línea ferrocarril (90°).
22	i	22,00	Vértice nave (trilateración).
24	j	25,00	Vértice nave (trilateración).

**Cuadro 7.3:** Registro de datos planimétricos de perfiles topográficos. (continuación)

Desde	Hasta	Distancia	Observaciones
24	l	22,50	Vértice nave (trilateración).
j	k	8,00	Ancho nave.
26	l	24,00	Vértice nave (trilateración).
32 + 11,45	m	21,00	Borde carretera (90°).

Los pasos a seguir en la ejecución de las mediciones necesarias para el levantamiento de un perfil, son los siguientes:

#### 7.1.4 Puntos de referencia planimétricos y altimétricos

El primer paso al planificar el trabajo de campo es conocer si en la zona del levantamiento existe algún punto de cota fija perteneciente a la Red de Control Básico Vertical, o de orden técnico, al cual referir el trabajo. De no existir esta referencia, será necesario prever en el plan de trabajo la correspondiente corrida de altitud para establecerla.

Para la localización planimétrica del perfil se hará referencia a alguna línea de poligonal local o a los detalles que posibiliten definir e identificar claramente el lugar del levantamiento.

Si el perfil va a ser determinado de acuerdo con una línea trazada previamente sobre un mapa o plano, su localización se encuentra definida y por lo tanto no será necesario, en éste caso, realizar su levantamiento pla-

nimétrico, sino el replanteo de dicha línea de perfil con la precisión requerida.

### 7.1.5 Señalamiento de la línea de perfil

Previo al inicio de las operaciones propias para la determinación del perfil, es necesario señalar en el terreno un número suficiente de puntos, a fin de dejar definida la alineación recta, quebrada o curva, sobre la cual se van a ejecutar las mediciones.

Estos puntos, cuando la distancia es corta (menos de 1 km.) y presentan pocos cambios de dirección, pueden ser señalados por medio de jalones que se irán colocando a partir del punto inicial (estación cero del perfil) y en los puntos donde se producen los cambios de dirección, hasta dejar señalado el punto final de la línea de perfil. Al propio tiempo dos auxiliares se alinearán a ojo, entre los jalones ya colocados, para ir midiendo y señalando los puntos o estaciones intermedias entre los extremos de cada alineación. Estos mismos operadores deben tomar por trilateración, los datos requeridos para determinar por medios geométricos o trigonométricos el ángulo de desviación en cada punto de inflexión.

Cuando el perfil es muy largo y presenta muchas inflexiones, es más conveniente y se obtiene mayor precisión, si se define por medio de una poligonal abierta trazada con el teodolito.

*Densidad de puntos altimétricos*

La densidad de puntos altimétricos (estaciones) dependerá, como ya ha sido explicado, de los siguientes aspectos: precisión requerida, características de la obra a proyectar, y las peculiaridades del relieve. La densidad requerida de puntos definirá la separación uniforme que debe darse a las estaciones del perfil.

*Identificación de las estaciones*

Una vez que han sido señalados en el terreno todos los puntos del perfil (estaciones) por medio de piquetes de madera, éstos deben ser numerados de acuerdo con la equidistancia elegida para su separación, o sea, con numeración corrida si la separación es de 10 metros y de dos si es de 20 metros, según se explicó en párrafos anteriores.

### **7.1.6 Levantamiento planimétrico de la línea de perfil**

Resulta necesario realizar el levantamiento planimétrico de la línea de perfil que se quiere estudiar cuando la misma no se encuentra localizada previamente por su trazado en un plano o mapa.

El levantamiento planimétrico para la localización de la línea del perfil, podrá ser efectuado aplicando cualquiera de los métodos explicados en la planimetría, en dependencia de las condiciones locales y los instrumentos que se dispongan. La única finalidad de éste levantamiento es representar la situación del perfil estudiado, se considera

que la precisión en éste caso, no es un aspecto de mucha exigencia.

Frecuentemente, cuando el perfil es corto, se utiliza el procedimiento consistente en registrar sobre el croquis confeccionado para el levantamiento, los datos de trilateración o de abscisas y ordenadas, tomados desde la estaciones del perfil, hasta los puntos de detalles que mejor definan e identifiquen la zona del levantamiento, según se explicó en párrafos anteriores y se muestra en la Figura 7.5.

Cuando el levantamiento abarca una mayor extensión y se utiliza un teodolito para el trazado de la poligonal abierta, los puntos de detalle se irán levantando por coordenadas polares desde los vértices de la poligonal, determinando las distancias por taquimetría.

## 7.2 Levantamiento altimétrico

Para determinar las elevaciones de los puntos señalados a lo largo del perfil, la primera operación a realizar es situar el nivel en estación, lo cual se hará teniendo en cuenta la situación del PCF que fue elegido o establecido mediante una corrida de altitudes, como referencia para el trabajo.

Cuando la finalidad del levantamiento es de carácter absolutamente local y no se requiere por lo tanto que se determinen las cotas absolutas del perfil, se elegirá en la zona de trabajo, un punto que reúna las condiciones apropiadas para ser utilizado como PCF al cual se le asignará una elevación arbitraria que garantice que la superficie de

referencia asumida quede por debajo de todos los puntos que vayan a levantarse.

Solucionados estos aspectos y situado el nivel en condiciones de trabajo, el auxiliar que actúa como portamira colocará ésta sobre el PCF para efectuar la lectura correspondiente a la mira de espalda (ME) y después se dirigirá a cada uno de los puntos o estaciones señaladas en el terreno, colocando la mira al lado de la señal para tomar las miras de frente (MF).

La cantidad de puntos que se tomen desde esa posición del instrumento dependerá de la visibilidad de la mira y de su distancia hasta efectuar un cambio de posición del nivel para poder tomar las lecturas de mira en las estaciones subsiguientes. Para cambiar de posición el nivel debe situarse con anterioridad un punto de cambio (PC) en un lugar conveniente o, si es posible, debe garantizarse su permanencia hasta que concluyan los trabajos de levantamiento y posterior replanteo del proyecto.

Una vez situado el PC el auxiliar colocará sobre el mismo la mira y el instrumentista anotará la lectura como mira de frente para calcular la correspondiente cota altimétrica. En estas condiciones el portamira permanece situado en el PC mientras el instrumentista coloca el nivel a igual distancia de dicho punto que la que tenía al observar la mira de frente, avanzando por supuesto, en la dirección que sigue el perfil longitudinal. Una vez nivelado el aparato en la nueva posición el instrumentista efectuará sobre la mira, aún situada en el PC, la lectura correspondiente a la mira de espalda, que sumada a

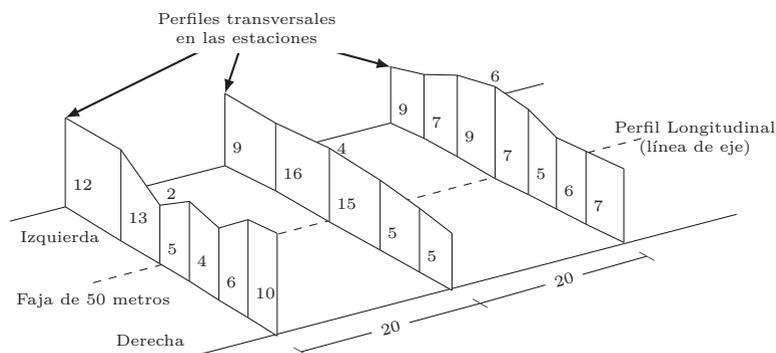
la cota de PC, dará la nueva cota de instrumento para continuar avanzando en las operaciones.

### **7.3 Secciones transversales**

Las secciones transversales son, por lo general, determinadas conjuntamente con la sección longitudinal.

La longitud de la sección transversal depende del ancho de la franja de terreno que, de acuerdo con el proyecto, requiere ser estudiada.

Las secciones transversales deben ser tomadas en cada punto de la sección longitudinal donde la configuración transversal del terreno tenga un marcado cambio de inclinación, de esta forma, puede asumirse sin error apreciable, que la superficie del terreno tiene una pendiente uniforme entre dos secciones transversales consecutivas. Para viabilizar el trabajo de campo en los estudios para riego y drenaje, las secciones transversales son determinadas en todas las estaciones del perfil longitudinal situadas cada 20 metros (Figura 7.6).



**Figura 7.6:** Perfiles transversales en las estaciones.

Para el alineamiento perpendicular de las estaciones transversales de corta longitud puede emplearse cualquiera de los métodos ejercitados en la práctica de operaciones elementales de longimetría o pueden ser alineadas a ojo, sin temor a que los errores cometidos con esos procedimientos lleguen a inutilizar el trabajo. Si las secciones transversales son de gran longitud, como por ejemplo, las que se ejecutan para realizar estudios de presas, es conveniente que el alineamiento se realice con instrumentos y procedimientos más precisos.

En el mismo registro de nivelación radial que se lleva para la sección longitudinal, se anotarán los datos correspondientes a las secciones transversales, escribiendo a continuación de la estación en la cual se levanta la sección transversal, la distancia correspondiente a cada punto, medida desde la estación considerada, a la derecha e izquierda de la misma y en dirección normal al perfil longitudinal, según se muestra en la Tabla 7.4.

**Cuadro 7.4:** Forma de registrar los datos de las secciones transversales.

Puntos	ME	CI	MF	Cotas	Observaciones
CF	1,319				
0			1,67		
2			1,89		
5D			1,83		
9D			1,74		
15D			1,62		
25D			1,56		
15I			1,92		
25I			2,18		
4			2,11		
15D			2,04		
20D			1,81		
25D			1,75		
16I			2,29		
25I			2,34		
6			2,27		
7D			2,20		
12D			2,12		
18D			2,06		

### 7.3.1 Control del trabajo

Las lecturas de mira que se toman sobre los PCF y PC deben hacerse hasta el milímetro y deben efectuarse las comprobaciones necesarias mediante el doble punto de cambio, la mira reversible, u otro método a fin de eli-

minar en todo lo posible, los errores que por su magnitud puedan afectar significativamente el trabajo.

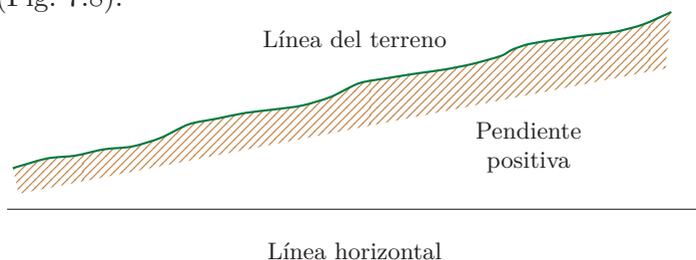
Para los perfiles muy largos y que se requiera cierta precisión será necesario establecer, previo al levantamiento de los puntos del perfil, una red de puntos de cota fija de 4° orden (orden técnico) en el cual se apoyará todo el trabajo del levantamiento, así como el posterior replanteo y las comprobaciones de los diferentes elementos de la obra.

## 7.4 Rasantes

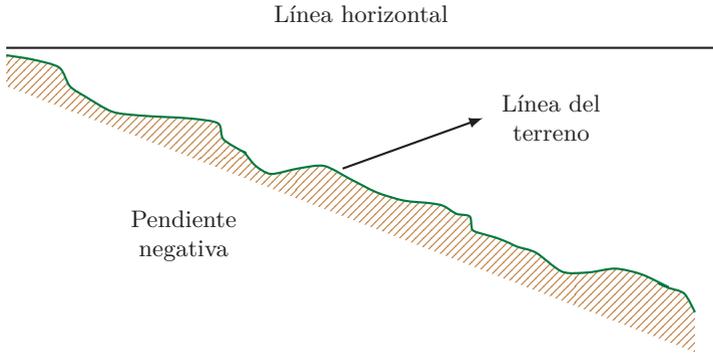
### 7.4.1 Pendiente

Se denomina pendiente a la inclinación que presenta una línea comprendida entre dos puntos del terreno, con respecto a otra línea horizontal que pasa por uno de sus puntos extremos.

Cuando la línea horizontal de comparación se considera partiendo del punto más bajo, la pendiente será ascendente o positiva (Figura 7.7) si se toma a partir del punto más alto, la pendiente será descendente o negativa (Fig. 7.8).

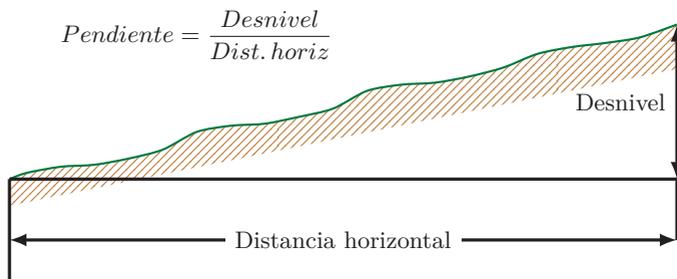


**Figura 7.7:** Pendiente ascendente o positiva.



**Figura 7.8:** Pendiente descendente negativa.

Como se observa en la Figura 7.9 la pendiente es la tangente trigonométrica del ángulo que forma la línea del terreno con la línea horizontal de comparación, por lo cual, podrá calcularse la pendiente relacionando el desnivel que presenta la línea del terreno con la proyección de la misma sobre la línea horizontal de comparación (distancia horizontal o reducida).



**Figura 7.9:** Cálculo de la pendiente.

De ésta relación se desprende que la pendiente podrá expresarse por el arco tangente correspondiente o por el valor de la tangente trigonométrica. Estas formas de expresión son de poco uso en la práctica, prefiriéndose expresar la pendiente en función del desnivel que proporcionalmente correspondería a 100 m o 1000 m de distancia horizontal, así por ejemplo una línea presenta un desnivel de 3,20 m en 160,00 m de distancia horizontal, la pendiente será:

$$160 \implies 3,20m$$

$$100 \implies P$$

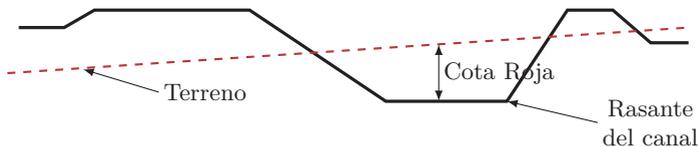
$$P = \frac{3,20}{160} * 100 = 2\%$$

Por el constante uso práctico del cálculo y aplicación de la pendiente, es necesario ejercitar debidamente este sencillo pero importante cálculo y a la vez interiorizar su concepto a fin de incorporarlo al lenguaje técnico con una clara comprensión y dominio del mismo.

#### 7.4.2 Concepto de Rasante

Se llama rasante a la línea que se traza sobre un perfil con una pendiente uniforme convenida. En los proyectos, la rasante es una línea imaginaria cuyo trazado responde a exigencias técnicas de la obra, a las condiciones topográficas del terreno y a otros aspectos de orden económico, y la misma quedará materializada, una vez ejecutada la obra, por el fondo de un canal, la placa de asiento de una conductora soterrada, la corona de una

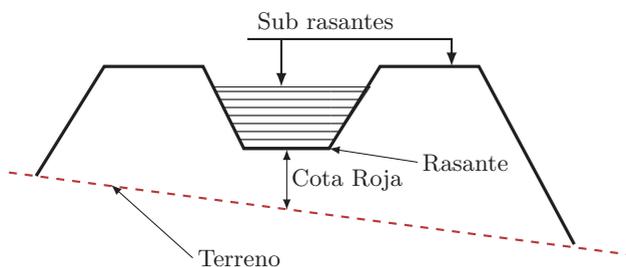
explanación, etc. (Figura 7.10). La rasante constituye el dato fundamental de todo proyecto, y de su estudio correcto depende, en gran medida, la calidad del trabajo.



**Figura 7.10:** Rasante

#### *Concepto de sub-rasantes*

Cuando la obra a ejecutar contiene en su sección transversal diferentes elementos constructivos o datos técnicos, éstos constituyen longitudinalmente lo que denominamos sub-rasantes (Figura 7.12), por quedar subordinada su posición a la que le fue asignada a la rasante. Por ejemplo, en el proyecto de un canal de riego, el dato fundamental lo constituye la rasante del fondo del canal, ya que la misma hay que establecerla de manera que domine toda la zona que haya que regar, es decir, que no quede ningún sitio al que no pueda llegar el agua. En el caso de un canal de drenaje, el dato fundamental lo constituye el Nivel de Aguas Máximas (NAM) a conducir por dicho canal, que debe estar determinado de manera que se garantice que ningún punto del terreno a drenar quede por debajo de dicho nivel.



**Figura 7.11:** Sub rasante

### *Cota roja*

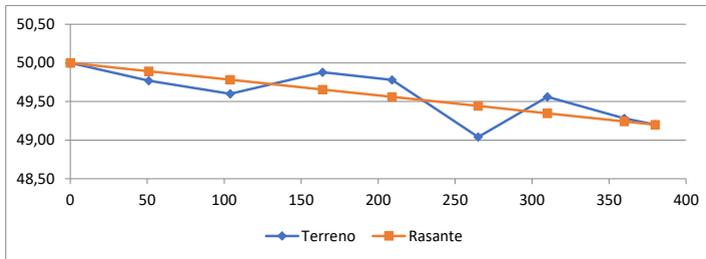
Las cotas rojas son las diferencias entre las ordenadas del terreno y las de la rasante. Estas diferencias se anotan en la fila de corte o excavación cuando la rasante sea menor que el terreno y en la fila de relleno o terraplén cuando se dé el caso contrario.

En la Tabla 7.5 se muestra información del perfil longitudinal de un terreno para ilustrar los conceptos de rasante y cotas rojas. Para este ejemplo las cotas de la rasante en los puntos 1 y 9 son las mismas del terreno. La pendiente (-0,0021) es descendente desde la primera hasta la última estación, ese es el significado del signo negativo. A partir de ese valor y las distancias parciales se determinó la cota de la rasante en cada punto.

Las filas correspondientes a las cotas rojas se determinan por la diferencia entre las cotas de la rasante y del terreno. Si el valor resultante es positivo significa que la rasante está por encima del terreno y se debe rellenar. Los valores negativos son de excavación producto de que en ese caso es el terreno el que tiene la cota mayor. En la Figura 7.12 está la representación gráfica de los resultados.

Cuadro 7.5: Información de un perfil longitudinal con la determinación de

Puntos (Estaciones)		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Distancias	Origen	0	51	104	164	209	265	310	360	380
Distancias	Parciales	0	51	53	60	45	56	45	50	20
Pendiente		-0,0021								
Cota de la Rasante		50,00	49,89	49,78	49,65	49,56	49,44	49,35	49,24	49,20
Cota del Terreno		50,00	49,77	49,60	49,88	49,78	49,04	49,56	49,28	49,20
<b>Cota Roja</b>	<b>Relleno</b>		<b>+0,12</b>	<b>+0,18</b>			<b>+0,40</b>			
	<b>Excavación</b>	<b>0,00</b>			<b>-0,23</b>	<b>-0,22</b>		<b>-0,21</b>	<b>-0,04</b>	<b>0,00</b>



**Figura 7.12:** Representación del perfil longitudinal del terreno y su rasante.



# 8

## Representación del relieve

---

Con el fin de representar o interpretar topográficamente el relieve se requiere hacer un estudio geométrico del mismo, buscando la semejanza con una superficie poliedral inscrita, mucho mejor mientras más aproximada sea a la real del terreno y cuanto mayor sea el número de caras, las cuales estarán en razón directa con el número de curvas de nivel del plano.

El relieve del terreno puede representarse mediante los llamados mapas acotados, mapas en relieve por sombreado, y mapas con curvas de nivel, existiendo también mapas de relieve confeccionados en material plástico que más bien se usan para el estudio de la Geografía. El método de las curvas de nivel es la más importante para la utilización técnica del mapa de todas las formas de representación del relieve, pues este facilita una representación segura y bastante exacta de todas las formas del relieve.

## 8.1 Concepto de curvas de nivel

Se designan como curvas de nivel aquellas que se dibujan en el plano y unen los puntos que tienen una misma elevación, por lo que una curva de nivel representa una línea horizontal con la misma altura sobre una superficie de referencia dada.

### 8.1.1 Equidistancia

La diferencia de elevación (desnivel) con que están representadas en el mismo las curvas de nivel, es lo que se conoce por equidistancia de un plano topográfico.

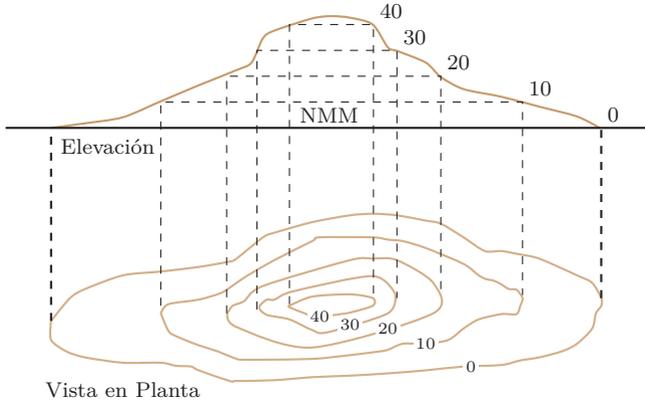
En un mismo plano, este desnivel entre curva y curva tiene que ser un valor constante, por lo que se le da el nombre de equidistancia al mismo; por ejemplo: un plano cuyas curvas de nivel son las siguientes: 51,50 – 52,00 – 52,50 – 53,00, etc., tendrán equidistancia de 0,50 m.

### 8.1.2 Características de las curvas de nivel

Como expresión de lo mencionado, las curvas de nivel están dadas por la proyección sobre el plano de las intersecciones de la superficie del terreno con planos paralelos y equidistantes, según se muestra en la Figura 8.1 y de ellas se relacionan las siguientes características esenciales:

1. Toda curva de nivel es cerrada, de no cerrarse en el plano, es producto de que el terreno representado no abarca toda la curva y ésta queda interrumpida en los bordes de dicho plano.

2. El número de extremos libres de curvas de nivel que quedan al interrumpirse en los bordes de un plano ha de ser par.
3. Las elevaciones son representadas por un conjunto de curvas cerradas que aumentan su cota hacia el centro. Las depresiones también se reflejan en curvas cerradas, pero por el contrario, en ellas las cotas disminuyen hacia el centro.
4. Excepto en los riscos colgantes, dos curvas no pueden cortarse.
5. Una curva no puede bifurcarse. En el caso de los farallones da la impresión de que hay ramificación de las curvas a ambos lados, sin embargo, la equidistancia, determinada una diferencia vertical entre ellas.
6. Las curvas de nivel aparecen igualmente espaciadas en el plano, siempre que la pendiente sea uniforme. Mientras menor separación existe entre las curvas de nivel, mayor es la pendiente, por lo que las pendientes suaves son representadas por curvas con mayor separación.
7. En los cauces o vaguadas las curvas de nivel son convexas hacia la corriente, donde las curvas mayores rodean a las menores.
8. En los parteaguas o divisorias las curvas de nivel son cóncavas hacia la corriente, en este caso las curvas menores envuelven a las mayores.



**Figura 8.1:** Proyección de las curvas de nivel sobre el plano.

### 8.1.3 Obtención de los puntos que definen las curvas

Dibujar las curvas de nivel supone como primer paso determinar los puntos de igual elevación que van a dar lugar a dichas curvas de acuerdo con la equidistancia adoptada, pues los datos altimétricos (cotas) que varían en el plano, se toman por el topógrafo en función de su distribución en el terreno y no a su elevación.

Al determinar los puntos de igual elevación se requerirá interpolar, entre los valores reflejados en el plano (cotas), los puntos por los cuales pasa cada curva y para ello es necesario considerar los siguientes aspectos.

#### Distribución de los puntos acotados

En función del objetivo del estudio topográfico y de las características del terreno estarán los puntos acotados

en el plano, que pueden estar distribuidos de diferente forma y densidad.

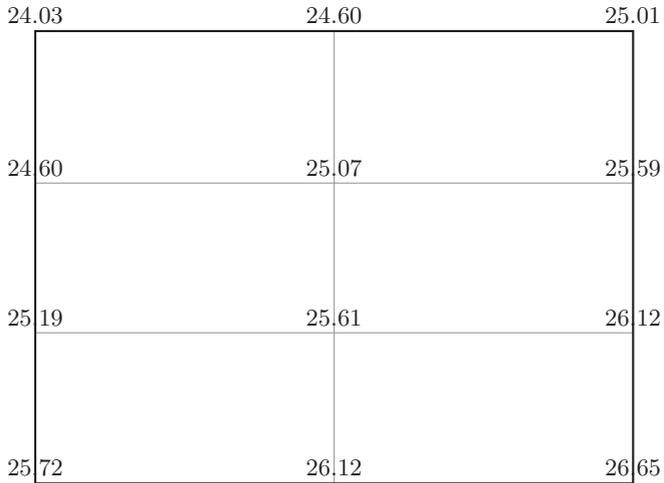
En las Figuras 8.2, 8.3 y 8.4 se muestra la distribución de los puntos acotados en forma de cuadrados, de rectángulos y con distribución no uniforme (dispersa) de los puntos característicos del relieve del terreno.

El tamaño de los cuadrados, de las dimensiones de los rectángulos o de la distancia entre puntos característicos del relieve del terreno determinan el número de puntos.

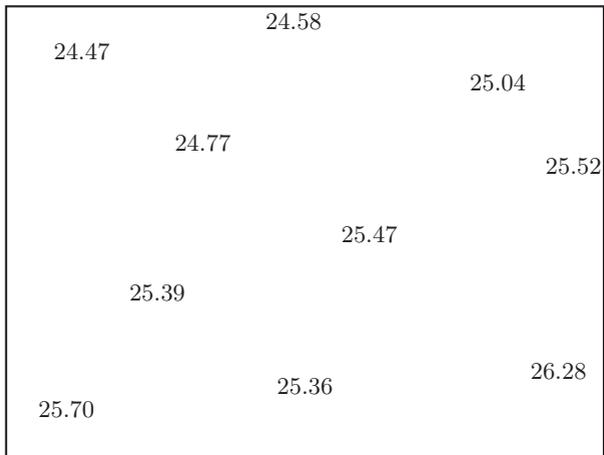
Lo expuesto fundamenta la idea de que al dibujar un plano con curvas de nivel, los puntos acotados pueden estar distribuidos de diversa forma y densidad, sin que ello implique diferencia alguna en la metódica que a continuación se refiere.

24.03	24.39	24.60	24.80	25.01
24.60	24.90	25.07	25.31	25.59
25.19	25.40	25.61	25.87	26.12
25.72	25.93	26.12	26.45	26.65

**Figura 8.2:** Distribución de puntos acotados por cuadrículas.



**Figura 8.3:** Distribución de puntos acotados en forma rectangular.



**Figura 8.4:** Distribución no uniforme de puntos acotados.

### 8.1.4 Interpolación de las cotas redondas

La interpolación es el procedimiento mediante el cual (ya sea por proporciones o gráficamente) se trazan las curvas de nivel entre dos puntos, cuyas cotas se conocen. Este proceso puede hacerse por proporciones o de forma gráfica.

Las cotas de las curvas que van a ser dibujadas en el plano se eligen atendiendo a la equidistancia y a la conveniencia de que su valor sea un número sencillo el cual se denomina cota redonda. El procedimiento a seguir para interpolar las cotas con valores redondos para equidistancias de 1m o menor es el siguiente.

1. Obténganse mediante observación de las cotas que aparecen en el plano, o en la libreta de anotaciones de campo, la menor y la mayor de ellas.
2. Anótense los valores enteros (límite inferior y superior) entre los cuales están comprendidas dichas cotas
3. Súmese en orden sucesivo el valor de la equidistancia al del límite inferior hasta alcanzar el límite superior.
4. Selecciónense entre los valores resultantes, las cotas de las curvas que se encuentran entre la cota menor y la cota mayor de los datos del plano.

*Ejemplo:*

De los datos altimétricos para un plano con curvas de nivel, la cota de menor elevación es: 50,67 m y la mayor 52,39 m. Las cotas redondas límite de estos valores

son 50 m y 53m. Si la equidistancia elegida es 0,50 m se obtendrán las siguientes cotas: 50,00-50,50-51,00-51,50-52,00-52,50-53,00 m, lo cual nos indica que los valores que se obtienen por interpolación para dibujar las curvas de este plano son 51,00-51,50 y 52,00 m, ya que los restantes valores no están comprendidos entre los datos altimétricos.

Existen diferentes métodos para hacer la interpolación para la obtención de los puntos de paso de las curvas de nivel. Estos se usan según la precisión requerida (aritmético, gráfico y por estimación), aunque casi siempre se hace estimado, sin exigir rigurosa exactitud, dada la imprecisión del trazado de las curvas, sin embargo, es conveniente ejercitar todos los métodos para los casos en que convenga obtenerlos con mayor fidelidad.

Las curvas correspondientes a números redondos deben destacarse de alguna forma tanto en el plano de trabajo (borrador) como en el plano de presentación, adoptando líneas de mayor grosor y color más pronunciado. De esta forma, cuando se considera una equidistancia pequeña, por ejemplo cada 0,50 m o menor, se podrán indicar sólo las cotas que correspondan a cada metro, dejando las restantes sin numerar para no recargar el plano, puesto que esta altura se deduce a simple vista. También se deben dibujar las curvas que correspondan a las fracciones con líneas más finas con trazos interrumpidos, para diferenciarlas con mayor claridad.

Cuando la equidistancia es de 1 m, y debido a los accidentes del terreno resulta muy elevada la densidad de

curva de nivel en el plano, suelen numerarse y reforzarse las curvas a cada cinco o diez metros.

## 8.2 Dibujo de un plano con curvas de nivel

Esta parte del texto orienta la parte práctica que corresponde al dibujo del plano topográfico. El orden de las operaciones para confeccionar un plano topográfico por curvas de nivel son:

1. Vaciado de los datos planimétricos y altimétricos en el plano de trabajo.
2. De acuerdo con la equidistancia elegida, determinar las cotas redondas para las curvas de nivel.
3. Interpolar por uno de los métodos antes mencionado los puntos por los cuales pasa cada curva de nivel y trazar las mismas de acuerdo con las indicaciones ya expuestas.
4. En papel transparente obtendremos el plano de presentación copiando del plano de trabajo las líneas de resultado y curvas de nivel que aparecen en el mismo.
5. Se completará el plano de presentación llenando el formato elegido para el mismo y realizando todos los rótulos requeridos. Las cifras que indican las cotas de las curvas de nivel se colocarán interrumpiendo el trazado de las mismas para su inscripción, acotando solamente las curvas de cota redonda que además se trazarán con líneas de mayor espesor que las fraccionarias.

### 8.3 Interpretación de mapas y planos con curvas de nivel

Resulta imprescindible, para diseñar un proyecto que el ingeniero conozca la interpretación de un mapa o plano topográfico confeccionado por curvas de nivel.

Las formas son en extremo complejas y caprichosas, pero siguiendo ciertos conceptos elementales, pueden concebirse fácilmente y ser perfectamente interpretados.

Las formas y denominaciones de relieve son numerosas pero se diferencian e interpretan, según la siguiente clasificación general:

- A. Llanuras
- B. Elevaciones
- C. Depresiones
- D. Líneas características (cauces y divisorias)

De acuerdo con su altitud, localización, etc., cada una de estas formas, se presenta con sus características peculiares, lo que supone la formación de diferentes configuraciones y denominaciones, cuyo estudio corresponde, a otras disciplinas.

La pendiente del terreno, además de las variaciones antes expuestas, adopta también diferentes valores, los cuales son necesarios determinar a fin de precisar la dirección más conveniente que deben seguir las máquinas destinadas a labores agrícolas, que unido a otras consideraciones técnicas, basadas también en la dirección de las pendientes, definen por lo general la forma y dimensiones

de los campos, así como la red de caminos de acceso que requiere toda explotación agrícola o pecuaria.

### **8.3.1 Elevaciones y depresiones**

Por elevación se entiende todo terreno alto dependiendo su denominación de la altitud y sus características peculiares, por otra parte, se conoce como depresión todo terreno relativamente bajo, que al igual que en las elevaciones reciben diferentes denominaciones en dependencia de sus particularidades.

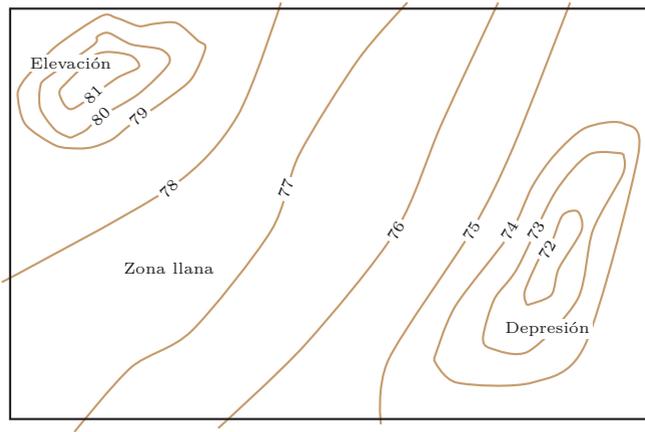
Este estudio se refiere a las formas de elevaciones y depresiones que al ser representadas por curvas de nivel, adoptan una forma concéntrica envolviendo: (i) las curvas de menor cota a las mayores en las elevaciones; y (ii) las curvas de cota mayor a las de cota menor en las depresiones (Figura 8.5).

Estas formas elevadas y bajas del terreno quedan totalmente definidas en el plano salvo en los casos en que a causa de los límites propios del terreno dibujando en el plano o mapa, interrumpen las curvas de nivel cerca de los bordes quedando abiertas. Por ejemplo las curvas 78-77-76-75 de la Figura 8.5.

### **8.3.2 Llanuras**

Se conoce por llanura a la forma de la superficie terrestre en la cual existen diferencias relativamente pequeñas en el microrrelieve y las pendientes son poco pronunciadas.

Al ser representadas por curvas de nivel, las llanuras quedan definidas por curvas muy espaciadas y con escasas o muy ligeras sinuosidades, y en algunos casos prácticamente rectas y paralelas aunque esto depende también de la equidistancia y la escala del mapa o plano (curvas 77 – 76 – 75 Figura 8.5).

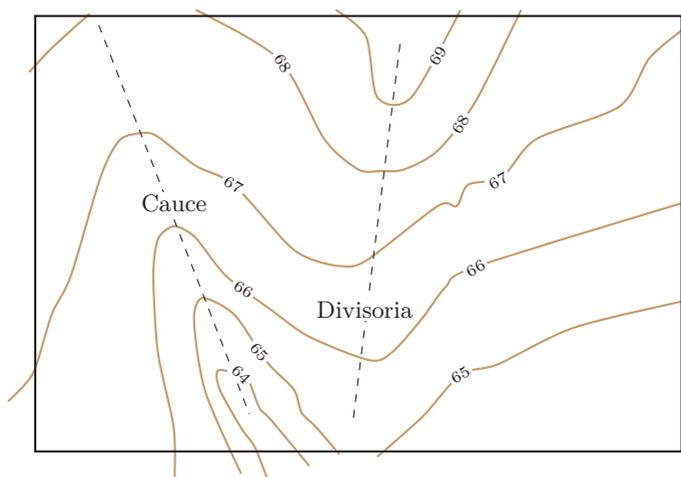


**Figura 8.5:** Elevación, depresión y parte llana del terreno.

### 8.3.3 Cauces

En topografía, se denomina cauce a las líneas características del terreno formadas por depresiones en sentido longitudinal, las cuales actúan como redes de drenaje y que de acuerdo con su comportamiento e importancia reciben diferentes denominaciones, algunas de ellas son: ríos, arroyos, afluentes y vaguadas.

Esta forma de relieve es reflejada por las curvas de nivel cuando adoptan una forma marcadamente sinuosa según una dirección transversal a las mismas y en cuya sinuosidad la parte cóncava queda hacia la zona más baja del terreno, es decir, que las curvas de mayor cota envuelven a las de cota menor (Figura 8.6).



**Figura 8.6:** Cauce y divisoria configurados por curvas de nivel.

### 8.3.4 Divisorias

Las divisorias son elevaciones que se forman longitudinalmente al terreno y que al igual que en los cauces, adoptan una forma marcadamente sinuosa presentando la parte cóncava hacia la parte más alta, es decir, que las curvas de menor cota envuelven a las de mayor cota (Figura 8.6).

Una línea divisoria, en un mapa de escala pequeña que represente un territorio extenso, puede cerrarse dentro del mapa a pesar de su comportamiento longitudinal, dando lugar a lo que conocemos por cuenca.

Relacionando los conceptos de cauce y líneas divisorias se obtiene la definición de cuenca, que no es más que, la superficie de la tierra que tributa a un cauce y la expresión topográfica de sus límites son definidos por las líneas divisorias del flujo de las aguas.

Las líneas divisorias reciben también el nombre de parteaguas, ya que debido a las mismas, las aguas se desvían y escurren a dos lados opuestos denominados vertientes.

### **8.3.5 Dirección de las pendientes**

Las características de las curvas de nivel conducen a pensar que cuando varias curvas de nivel se encuentran separadas horizontalmente a la misma distancia, indican que en esa zona del terreno la pendiente es uniforme, y si están separadas desigualmente, los lugares donde las curvas de nivel están más distanciadas, existe menor pendiente que en los lugares donde están más próximas.

## **8.4 Levantamiento topográfico por cuadrículas**

En el levantamiento topográfico por cuadrículas, la posición planimétrica de los puntos de nivelación se determina por un sistema de coordenadas rectangulares que

se traza con ese fin y la cota altimétrica se obtiene por medio de la nivelación geométrica.

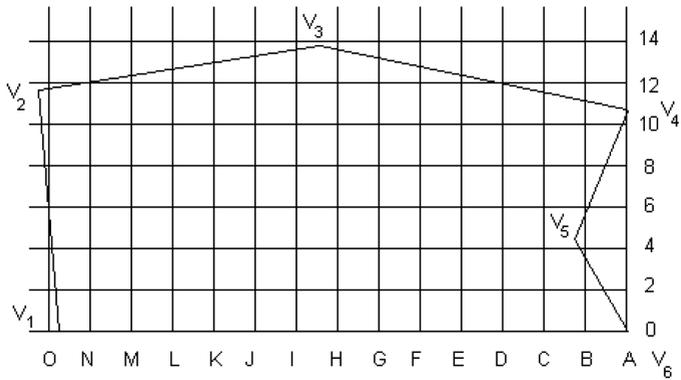
La determinación de los desniveles con buena posición es una cuestión imprescindible para realizar este procedimiento que se utiliza en áreas de terreno relativamente pequeñas, llanas y de poca pendiente.

Este procedimiento de estudios topográficos realizados por cuadrículas suele aplicarse con bastante frecuencia por los ingenieros agropecuarios entre ellos para el riego y el drenaje, así como la preparación de los terrenos para su aplicación, en todos los casos facilitan las tareas de campo, sean no tecnológicas.

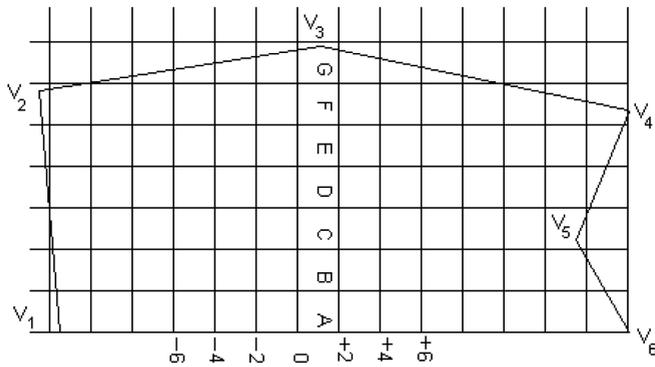
El trabajo consiste en dividir el terreno en una serie de cuadros y tomar lecturas de mira empleando el nivel, con aproximación hasta el centímetro, en los vértices de los mismos sobre el terreno natural.

La división del terreno en cuadrículas se realiza materializando sobre el mismo una o más líneas de base, sobre las que se levantan líneas perpendiculares y equidistantes.

Las líneas de base pueden estar situadas en los límites del terreno objeto de levantamiento (Figura 8.7) o al centro de los mismos (Figura 8.8) designándose sobre ellas, con letras mayúsculas, el origen de cada una de las líneas verticales y sobre estas, se numeran puntos equidistantes atendiendo a la distancia que los separa del origen (Figura 8.7 y 8.8).



**Figura 8.7:** Las líneas de base pueden estar situadas en los límites del terreno.



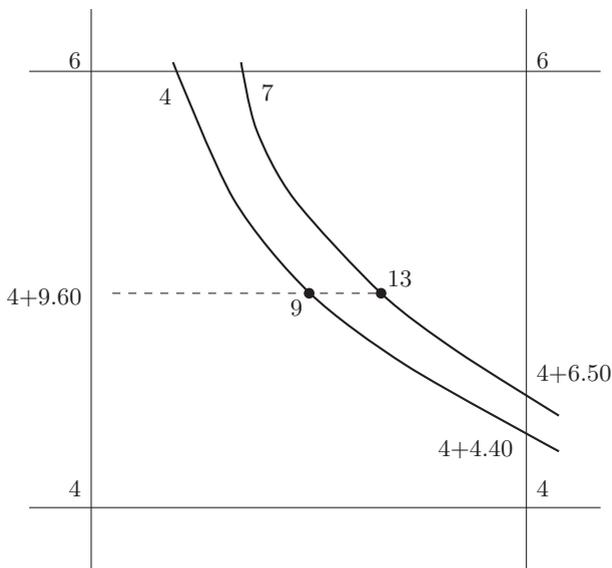
**Figura 8.8:** Las líneas de base situadas en el centro del terreno.

Las bases de la cuadrícula deben situarse siguiendo la dirección de la pendiente general del terreno y preferiblemente deben ser líneas de poligonales de control horizontal que se trazan aplicando el método y los instrumentos empleados en planimetría.

El tamaño de las cuadrículas de nivelación puede ser de 10, 20, 40, 50 y 100 m en dependencia del microrrelieve del terreno y del propósito del trabajo, así como de la equidistancia vertical y escala del plano.

Si las características del terreno son muy disímiles, pueden emplearse cuadrados de dimensiones diferentes, utilizando lados pequeños en las partes de mayor pendiente y lados mayores en las zonas llanas. También pueden dividirse en rectángulos en lugar de cuadrados, haciendo coincidir en lado menor con la dirección de la pendiente.

Cualquier variación notable del relieve que pasa entre los vértices de las cuadrículas, debe referirse a las mismas por normales, según se indica en la Figura 8.9.



**Figura 8.9:** Referencia a la variación notable del relieve que pasa entre los vértices de las cuadrículas.

En terrenos muy extensos, y en dependencia del propósito del trabajo pueden señalarse cuadrículas básicas de mayor tamaño y ampliar la densidad de puntos de nivelación rellenando dichas cuadrículas básicas con cuadrículas menores, sin necesidad de que estas últimas queden marcadas en el terreno. En estos casos deben señalarse con carácter permanente en el terreno los vértices de la poligonal de control y los de las cuadrículas básicas, por ejemplo, los puntos  $V_1, V_2, \dots, V_6$  de la poligonal de control y los puntos A, F,  $F_{10}$ ,  $K_{10}$ , etc. Que corresponden a una cuadrícula base de 100 m de lado, que se indican en la Figura 8.7.

A todos los puntos señalados con carácter permanente para el levantamiento, se les dará cota mediante una corrida de altitudes o circuito de nivelación, con la precisión necesaria de manera que pueden ser utilizados como puntos de control planimétrico y altimétrico en posteriores replanteos según los requerimientos del trabajo.

Los datos altimétricos del levantamiento por cuadrícula se anotarán en registros de nivelación por radiación (por cota de instrumento) y los datos planimétricos de la poligonal de control, líneas de base etc. se anotarán en registros de poligonación como los utilizados en Planimetría.



# Referencias Bibliográficas

---

- [1] J. Franco Rey, *Nociones de Topografía, Geodesia y Cartografía*. Universidad de Extremadura, 1999.
- [2] F. Domínguez García-Tejero, *Topografía general y aplicada*. Mundi-Prensa, 1998. OCLC: 431556282.
- [3] J. R. Wirshing and R. H. Wirshing, *Introducción a la topografía*. McGraw-Hill Interamericana, 2011.
- [4] A. Gallego Salguero and M. Sánchez Marco, *Manual de topografía en ingeniería*. Editorial de la Universidad Politécnica de Valencia, 2013.
- [5] M. Ruano, “Cambio en el ecuador del sistema referencial geodésico PSAD-56 al WGS-84,” 2006.
- [6] R. Zepeda and D. Ortiz, “Sistemas geodésicos de referencia estado actual.” Encuentro Nacional Peritos e Ingenieros Mensuradores, 2013.

- [7] M. A. Rincón Villalba, C. J. González Vergara, and W. E. Vargas Vargas, *Planimetría*. Ecoe Ediciones, 1a edición ed., 2012.
- [8] F. J. Polidura Fernández, *Topografía, geodesia y cartografía aplicada a la ingeniería*. Editorial Mundi-Prensa, 2000.
- [9] R. Pachas, “Levantamiento topográfico, uso del GPS y Estación Total,” *Academia*, vol. VIII, no. 16, pp. 29–45, 2009.
- [10] S. J. Navarro Hudiel, *Manual de Topografía – Planimetría*. Universidad Nacional de Ingeniería, Managua, Nicaragua, 2008.
- [11] J. McCormac, *Topografía*. Editorial Limusa, 2005.
- [12] C. Leiva, “Parámetros de transformación entre los sistemas geodésicos de referencia PSAD 56 y WGS 84 para el ecuador,” 2017-03-14.
- [13] A. González Cabezas, *Lecciones de Topografía y Replanteos*. Editorial Club Universitario, 5a edición ed., 2013.
- [14] J. M. Gómez and G. Aparicio, *Topografía para Ingenieros Agrónomos*. Editorial Científico Técnica, 1982.
- [15] A. García Martín, M. F. Rosique Campoy, and M. Torres Picazo, *Topografía*. Crai UPCT ediciones, 2014.

- [16] I. A. Fernández-Coppel, *Localizaciones Geográficas. Las Coordenadas Geográficas y la Proyección UTM (Universal Transversa Mercator)*. Escuela Técnica Superior de Ingenierías Agrarias. Universidad de Valladolid, 2001.
- [17] P. Cueva Moreno, *Topografía aplicada a la construcción de obras civiles*. Imprenta Emar, 2002.
- [18] C. Bas Vivancos, *Topografía Agrícola*. Universidad Politécnica de Valencia, 1991.
- [19] J. L. Arocha Reyes, *La escala en el mapa y en la aerofoto*. Ediciones de la Biblioteca, 1991.
- [20] D. Alcántara García, *Topografía y sus aplicaciones*. Grupo Patria Cultural S.A. de C.V., 2014-10-21.
- [21] J. M. Rodrigo Cabrera, “Topografía agronómica,” 2014.
- [22] n. Villegas Sotelo, *Topografía*. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad César Vallejo. Lima, Perú, 2014.
- [23] P. R. Wolf and C. D. Ghilani, *Topografía*. Alfaomega Grupo Editor S.A. de C.V., undécima edición ed., 2009.
- [24] P. R. Wolf and C. D. Ghilani, *Topografía*. Alfaomega Grupo Editor S.A. de C.V., decimocuarta edición ed., 2016.
- [25] P. Zurita, “Avances ecuatorianos en el ámbito geodésico. reunión de SIRGAS 2011,” 2011.

# Lista de Abreviaturas

---

**ELC** Error Lineal de Cierre

**GMT** Tiempo Medio de Greenwich

**GPS** Sistema de Posicionamiento Global

**IGM** Instituto Geográfico Militar

**msnm** metros sobre el Nivel Medio del Mar

**PCF** Puntos de Cota Fija

**SIG** Sistema de Información Geográfica

()

**WGS84** Sistema Geodésico Mundial 1984

# El autor

---

## Carlos Eloy Balmaseda Espinosa

Ingeniero en Riego y Drenaje, Master en Agroecología y Agricultura Sostenible, y Doctor en Ciencias Agrícolas. Docente Titular de la Facultad de Ciencias Agrarias de la Universidad Estatal Península de Santa Elena (UPSE). Profesor Invitado de varias universidades de diferentes países de América Latina (Nicaragua, Venezuela, Bolivia y Ecuador).

Se desempeñó como Profesor Titular en la Universidad Agraria de La Habana (UNAH), donde ocupó cargos de Vicedecano de Investigación y Postgrado de la Facultad de Agronomía. Laboró durante 14 años en el Instituto Nacional de Investigaciones de la Caña de Azúcar (INICA) de Cuba.

Es autor de 35 artículos en revistas indexadas, además de libros, capítulos de libros y otras publicaciones e informes científicos.

Este libro se terminó de imprimir en los talleres de  
Imprenta de la Editorial Universitaria Católica  
de Cuenca (EDÚNICA), el 17 de julio de  
2018, con un tiraje de 300 ejemplares,  
previa revisión, aceptación y  
aprobación de la Dirección de  
Investigación, Posgrados,  
Vinculación con la Sociedad  
y Publicaciones de la  
Universidad Católica  
de Cuenca,  
emitida el 3  
de junio  
de  
2018.



Cuenca - Ecuador

