

 *Algunas palabras sobre la juventud*

“... La ciencia y la experiencia pueden crecer andando la vida, pero la vivacidad, la prontitud, la firmeza, los ideales y otras loables cualidades son virtud solo de la juventud, las cuales se marchitan y languidecen al sobrevivir la vejez...”

LUCRECIO 452.-

“...cada individuo a los 20 años anuncia lo que de él puede esperarse, ninguna alma oscura a esa edad se vuelve luminosa después. Todas las grandes acciones de la historia han sido escritas antes de los 30 años...”

MONTAIGNE 1535.-

“ ...toda juventud es inquieta, el impulso hacia la creación, hacia lo mejor, solo puede esperarse de personas muy jóvenes, jamás de los enmohecidos, ni de los seniles.

Y solo es juventud la sana e iluminada, la que mira al frente y no a las espaldas; nunca los decrepitos de pocos años, prematuramente domesticados por la rutina... lo que en ellos debió ser primavera es solo tibieza otoñal, ilusión de aurora que es ya un apagamiento de crepúsculo

...solo hay juventud, en los que trabajan y viven con entusiasmo ”

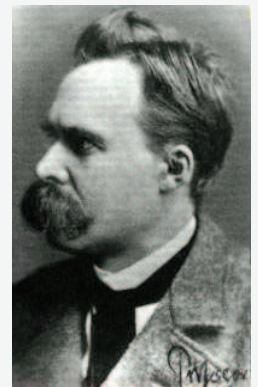
JOSE INGENIEROS 1910

“... - dadme primero la vida, luego os proporcionaré con ella una cultura !, así grita cada uno de esta nueva generación, y todos ellos se reconocerán en ese grito... y quién ?... quien les va a dar esa vida ??
- ningún dios y ningún ser humano... ¡ Solo vuestra propia juventud !
Liberadla, y habréis liberado la vida con ella ...”

“ Se es joven únicamente con la condición de que el alma no bostece, no anhele jamás la paz...”

“ También la juventud tiene su forma propia de razonar: una razón que crece en la vida, en el amor y en la esperanza.”

FRIEDRICH NIETZSCHE



 *También sobre nuestra responsabilidad ... la de los docentes*

“... algunas academias suelen ser cementerios donde se glorifica a los hombres que ya han dejado de existir para su ciencia o su arte. Es natural que en ella cursen estudiantes también ya muertos o agonizantes; si a ella concurrese un joven significaría enterrarlo en vida...”

JOSE INGENIEROS 1910

“... retrocediendo en el camino de la vida, descubrir igualmente que hay algo que es irreparable: la desaparición de nuestra juventud, cuando nuestros educadores no han empleado esos años ardientes y ávidos de saber, para conducirnos ante el conocimiento de las cosas.”

FRIEDRICH NIETZSCHE 1875

Capítulo 3. Captura de datos

3.0: Revisión y actualización del instrumental de medición



3.0.1) Teodolitos:

HISTORIA - APARATOS ÓPTICOS - APARATOS ELECTRÓNICOS → MEDICIÓN ANGULAR (DIFERENCIA DE FASE)

3.0.2) Niveles:

APARATOS ÓPTICOS - NIVELES LÁSER - NIVELES DIGITALES - MIRAS
NIVELACIÓN CON ULTRASONIDO.

3.0.3) Distanciómetros - Taquímetros - Estaciones Totales:

HISTORIA - EQUIPO DE CORTA DISTANCIA-MEDIANA Y GRAN ALCANCE - EQUIPOS DE PRECISIÓN Y DE ALTA PRECISIÓN
COMPENSACIÓN DE LOS EJES. - PROGRAMAS - ERRORES - ERROR DE SETEO. - ESTACIONES TOTALES ROBÓTICAS -
UTILIDAD

MEJORAS INTRODUCIDAS A LOS EQUIPOS MODERNOS. → COLECTORAS DE DATOS, TARJETAS PCMCIAS, MEMORIA
INTERNA, TECLADOS ATTACHABLES, ETC

3.0.4) Posicionadores Satelitales:

NAVEGADORES – TOPOGRÁFICOS –GEODÉSICOS - DGPS

3.0.5) Otros:

- COLIMADORES LASER – VERTICALIZADORES - ETC

3.1: Objetivos

El objeto de la Captura de datos es la construcción de un “**modelo**” conceptual de la realidad.

Dice A.Felicísimo¹ (Madrid) “*Una definición bastante generalizada de modelo, originada en ámbitos geográficos, es una representación simplificada de la realidad en la que solo se expresan algunas de sus propiedades (Joly, 1988:11).*”

De la definición se deduce que la versión de la realidad, que se realiza a través de un modelo, pretende reproducir solamente algunas propiedades del objeto, o sistema original, que queda representado por otro objeto o sistema de menor complejidad.

Los modelos se construyen para conocer o predecir propiedades del objeto real. Algunos autores llegan a incluir esta expresión de finalidad en la propia definición de modelo.-

Según Rios (1995:23) un modelo es un objeto, concepto o conjunto de relaciones que se utiliza para representar y estudiar de forma simple y comprensible, una porción de la realidad empírica.

Para que los modelos puedan decirnos algo sobre el objeto que representa, es necesario que se construyan estableciendo una relación con la realidad que debe ser simétrica, es decir la relación

¹ Aconsejo bajar el curso de Modelos Digitales de éste autor, desde la página:

<http://www.etsimo.uniovi.es/~feli/CursoMDT/CursoMDT.html> Es muy claro, didáctico, abunda en ejemplos y trata muy profundamente los errores de modelo.

de correspondencia entre el objeto real y el modelo, debe ser al menos parcialmente reversible y debe permitir la traducción de algunas propiedades del modelo a la realidad.

Esta maqueta virtual, en nuestro caso nos servirá de infraestructura básica sobre el cual se concretará el proyecto ejecutivo, por lo tanto, cuanto más fielmente se ajuste el modelo a la realidad, más veraz resultará el proyecto.

Esto le plantea un verdadero desafío al profesional, ya que un modelo perfecto sería el que represente los infinitos puntos que componen la realidad, pero como esto es imposible, ya que tal emprendimiento le insumiría toda una vida, deberá realizar una selección, es decir tomar el número de puntos necesario y suficiente para elaborar un modelo que se aproxime lo más posible a la realidad, sin descuidar de reproducir fielmente las propiedades del objeto que desea describir.



Para ello el profesional deberá elegir, posicionar y relevar los puntos más significativos del terreno, de tal forma que al generalizar la información, la dispersión quede encerrada dentro de un margen de confianza previamente establecido.

La precisión o calidad de un modelo, puede valorarse sometiendo una parte de los resultados a una prueba, o control experimental. Al ser el modelo una representación simplificada de la realidad, siempre existirá **un error de modelo**, el cual se podrá reducir hasta encerrarlo en un entorno, pero nunca podrá ser eliminado.

La reducción del error de modelo puede hacerse por dos caminos:

- aumentando la precisión de las mediciones
- aumentando el universo del muestreo.

Esta simplificación o síntesis, será consecuencia del **criterio** del Agrimensor, como así también lo será la elección de la proyección, la escala de representación, equidistancia de las curvas de nivel, las exactitudes previstas, el sistema y marco de referencia, etc.

El **criterio** se comienza a gestar, a partir de las pautas básicas que el alumno adquiere de los cursos de las Topografías, se continúa elaborando con los conocimientos que adquiere en dibujo topográfico, geodesia, etc., y se termina de construir, con el aporte de la propia experiencia profesional.

Para ello, en cada trabajo que el Agrimensor encare, deberá realizar un minucioso análisis de las variables que intervienen y de las inter relaciones que entre ellas se generan; y al concluir el emprendimiento, un análisis crítico que le permita ponderar si se alcanzaron todos los objetivos propuestos y si el análisis previo fue el correcto.

La **captura de datos** incluye el levantamiento plani altimétrico de puntos que definen la **topografía y el relieve del terreno**, que serán la base para la elaboración de los **MAT** (modelos analógicos del terreno), **MDT** (Modelo Digital del Terreno); o **MDE** (Modelo Digital de Elevaciones): sostén sobre el cual se volcará toda la **información** sobre los hechos que existen y conforman la realidad, y la información adicional que en cada caso en particular requiera el proyectista.

*Topografía y Forma del relieve
Información*

El **modelo digital** pertenece al grupo de los denominados modelos simbólicos, los cuales representan al objeto real mediante una codificación matemática: cifras.

Un **modelo digital del terreno** (MDT); es una estructura numérica de datos que representan la distribución espacial de una variable cuantitativa y de distribución continua.

Un plano topográfico, una plancha catastral, o cualquier carta temática, son también modelos de la realidad, sin embargo no son modelos digitales, sino que son **modelos analógicos**, también denominados MAT (modelos analógicos del terreno).

Ambos tipos de modelos se complementan y es muy difícil que en un futuro, uno pueda reemplazar totalmente al otro. Sin embargo el empleo de los MDT sobre los analógicos ofrece innumerables ventajas, tales como:

- poder generar el trabajo bajando los datos en forma directa desde una colectora
- poder realizar modificaciones, ediciones y actualizaciones de una manera automatizada.
- la enorme posibilidad que nos permite realizar **simulaciones de procesos reales**
- la comparación entre dos MDT
- la generación de modelos digitales derivados.

De todos los modelos digitales derivados posibles de elaborar, quizás los más importantes sean los modelos en 3D (también denominados de malla de alambre), y los **MDE** (modelos digitales de elevación).

Un **MDE modelo digital de elevación**, es un modelo digital del terreno, que tiene la particularidad de poseer altura, en todos y cada uno, de los infinitos puntos encerrados dentro de un área planimétrica pre determinada (zona de inclusión).-

A su vez, los modelos más simples de MDE, nos permiten construir modelos digitales derivados, tales como perfiles transversales en cualquier lugar y con cualquiera orientación.

Incorporando al MDE información auxiliar, es posible obtener la construcción de complejos modelos de simulación.

Según A.Felicísimo: *“Un modelo digital de elevaciones es una estructura numérica de datos, que representa la distribución espacial de la altitud de la superficie del terreno”*.

3.2: Topografía y Forma del Relieve

Es menester aclarar, que no siempre es necesario contar con un modelo digital de elevaciones, o un modelo en 3D, en algunos casos, en especial cuando el objeto es un plano topográfico para realizar estudios de alternativas previas o de anteproyectos, el plano base puede tratarse de tan solo una representación plana del terreno.

Para representar la tercera dimensión disponemos de 3 alternativas, los cuales ya analizamos las diferencias de conceptos, al definir los sistemas planos de referencia:

- *Puntos acotados*
- *Perfilometría*
- *Curvas de nivel*

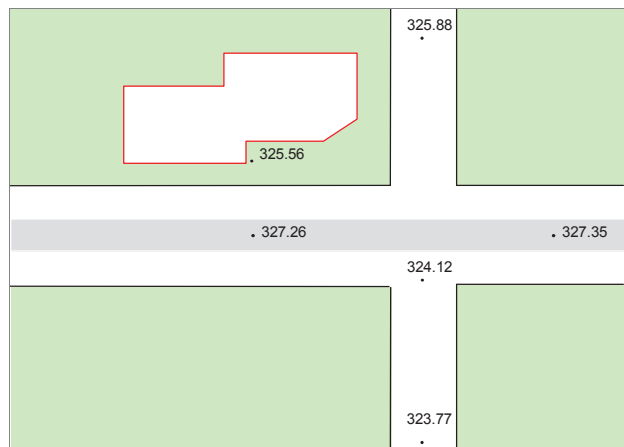
3.2.1: Representación del Relieve

Puntos acotados:

A puntos definidos planimétricamente, se le consigna la altura o cota, respecto de una superficie de nivel que se adopta de referencia.

Su mayor mérito, es que sobre los mismos puntos acotados, se proporciona una información de altura muy definida y precisa.

Y su mayor defecto es que entre ellos quedan vacíos sin datos altimétricos. Es decir, nos brinda una reseña dispersa y no una impresión conjunta del relieve.



Para mejorar este modelo, se suele completar la información con símbolos de barrancas, taludes, sombreado y/o rayado.

Se utiliza frecuentemente esta técnica en los relevamientos para obras de Arquitectura, cuando se necesita proyectar una ampliación de obras, en cuyo caso es importante conocer exactamente los niveles de pisos, veredas, cordones cunetas existentes.-

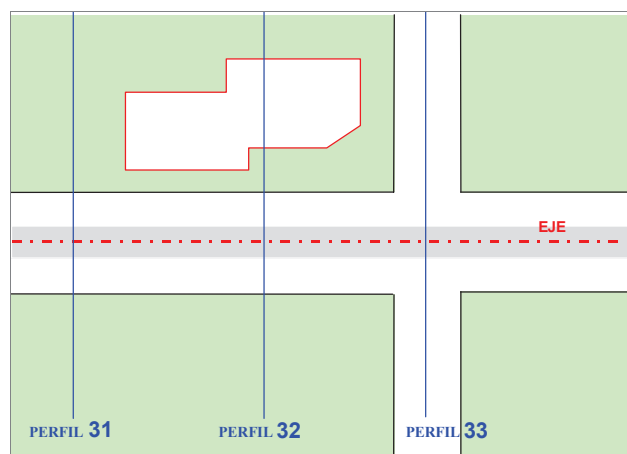
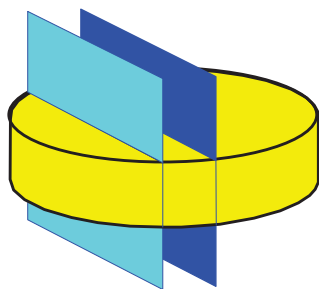
Esta técnica se la emplea en numerosas oportunidades, cuando se solicitan restituciones aerofotogramétricas.-

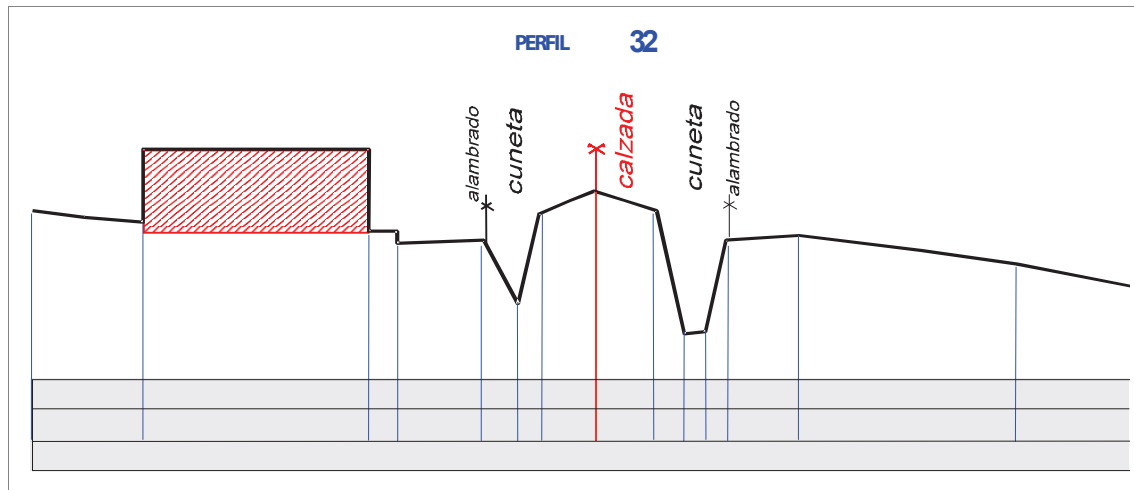
3.2.2: Representación del Relieve

Perfilometría:

El terreno es cortado con **planos verticales**, definidos perpendiculares a un eje geométrico de referencia.

La altimetría se representa sobre estos planos como un perfil, producto de la intersección de la superficie del terreno con cada uno de los planos verticales





Los perfiles transversales se generan a partir de los puntos relevados en el terreno, dado que en este modo de representar el relieve, la pendiente definida por dos puntos consecutivos se supone uniforme, la **precisión del modelo** dependerá de:

- ❖ la heterogeneidad de la topografía
- ❖ de la exactitud de las mediciones
- ❖ de la densidad del muestreo impuesta en el levantamiento.

Esta técnica es empleada en la captura de datos para el desarrollo de proyectos de obras lineales.

- En los estudios previos y proyectos ejecutivos de caminos y carreteras, se utiliza combinando un perfil longitudinal levantado por el eje de la traza con **perfiles transversales** tomados a distancias regulares y en los cambios morfológicos más notables del terreno.
- En el resto de los levantamientos de obras lineales, como son por ejemplo la ejecución de proyectos de conducción de energía eléctrica o de fluidos, es suficiente con la determinación de tan solo un perfil, **el perfil longitudinal desarrollado por el eje de la traza**.

Tratándose del mismo tipo de obra lineal, algunos levantamientos exigen mayor precisión en las mediciones, y mayor densificación del muestreo que otras.

Así por ejemplo, dos obras de conducción de agua potable:

Una conducida por gravedad, y otra conducida a presión:

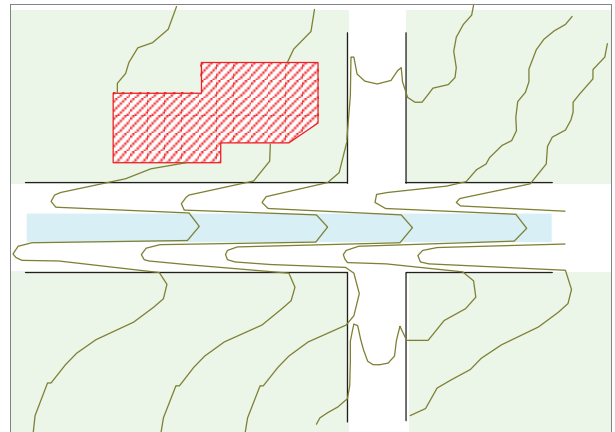
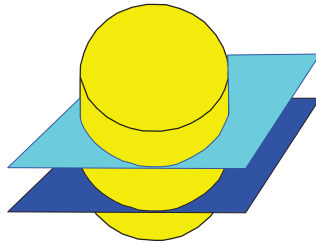
- ✓ *La primera requerirá de mayor esfuerzo, mayor densificación de puntos levantados en el terreno, y seguramente deberá aplicarse nivelación diferencial.*
- ✓ *La segunda por el contrario, al ser conducida por presión, solo nos interesará mantener una tapada mínima exigida, por lo tanto, el perfil altimétrico del terreno natural podrá surgir de nivelación trigonométrica, apoyándose en un Sistema de Puntos Fijos altimétricos construido con nivelación a partir de GPS.*

Nota: Siempre que hablemos de nivelación GPS, el alumno deberá comprender, que esta sólo surgirá como consecuencia de la elaboración previa de un ajustado **Modelo Digital del Geoide**.

3.2.3: Representación del Relieve

Curvas de Nivel

Cuando en lugar de emplear planos verticales, cortamos el terreno con **planos horizontales**, (o mejor dicho) con **superficies de nivel**, separadas a una distancia constante (equidistancia), el resultado es un plano con curvas cerradas equipotenciales, de igual altura, denominadas **“curvas de nivel”**.



Estas curvas pueden encontrarse indistintamente por sobre o por debajo de la superficie de nivel de referencia. Lo cual nos dice que algunas curvas podrán tener valores negativos, como por ejemplo aquellas que estén por debajo del nivel 0.00 del mar.-

Cuando las curvas de nivel se encuentran por debajo del agua, es decir no son visibles por estar cubiertas por el agua, se denominan **“curvas batimétricas”**.

Las **curvas de nivel** se generan a partir de puntos relevados en el terreno, efectuando entre ellos una interpolación lineal, de tal modo que la **exactitud** con la cual queda definida una curva de nivel, dependerá:

- de la exactitud del relevamiento
- de la equidistancia elegida
- de la densidad del muestreo
- de la configuración de la distribución de los puntos observados.

Cuando las mismas surgen del empleo de un software de curvado (Contours) o de un **MDE**, además dependerá de la calidad del mismo, de la malla (cuadrícula, triángulos, etc.), de los algoritmos (fórmulas polinómicas) de generación de las curvas, del algoritmo de suavización, etc.



La curva de nivel, es tan representativa de la forma del relieve, que frecuentemente una sola de ellas basta para definir o visualizar la forma del terreno.

Ejemplos: La curva que define el pie o el borde de un barranco. La curva que define el borde de un canal natural, un lago o una laguna. La curva que define un terraplén.

3.3: La Información

Los datos a capturar en el terreno, que una vez procesados y sistematizados, serán la fuente informática necesaria incorporar en el plano topográfico, en el Modelo Digital del Terreno y/o en la base de datos, es de dos tipos:

- **La información general**
- **La información específica**

3.3.1: La información General

Es la información que debe contener cualquier plano topográfico sea cual fuere el fin, es la información clásica que el alumno ya conoció en las topografías, la de todo levantamiento de detalles que tiene por objeto representar la planimetría del terreno, es decir:

Cerramientos de límites: alambrados, cercas, muros, pircas, líneas de edificación, líneas municipales, ...

Calzadas: cordones, cordones cunetas, bordes de calzadas, ...


Líneas de conducción: postes de alumbrado público, líneas de conducción eléctrica (baja, media, alta tensión), teléfono, video-cable, ...

Cámaras: bocas de registro de desagües pluviales, cloacales, telefonía, ... bocas de tormenta, sumideros de rejillas, etc.


construcciones importantes, etc.


3.3.2: La información Específica


Dependerá del **fin al cual será destinado el plano**, por ejemplo:

 Si se trata de un levantamiento para una obra de conducción eléctrica, una línea de alta tensión urbana por ejemplo:

importará definir la línea municipal y las líneas medianeras de cada parcela, ubicar todos los accesos a las propiedades y los garajes. Además todas las [interferencias aérea](#) que afecten la futura traza, tal como líneas de baja y de media tensión, teléfono, video cable, etc. Con la ubicación de los postes y la altura de las catenarias en cada cruce.

 Si por el contrario se trata del proyecto de una red cloacal, importa detectar todas las [interferencias subterráneas](#) tales como redes domiciliarias de agua, cruces subterráneos de cables, pozos ciegos, anchos de veredas, cámaras de teléfonos, desagües pluviales, tipo estructural de los pavimentos de calles a cruzar, anchos de calles, etc.

 Si es un levantamiento para el proyecto de una calzada urbana pavimentada, será fundamental relevar: Umbrales² de viviendas. Desagües³ de patios, jardines y construcciones. Albañales⁴. A fin que el proyectista se cuide de no inundar una vivienda.

 Si es el relevamiento de una calzada pavimentada, a fin de realizar sobre ella un proyecto de reacondicionamiento, se levantará el diagrama de juntas de dilatación, fisuras longitudinales y transversales, baches reparados, juntas que definen paños de servicio (ductos subterráneos), bocas de tormenta, sumideros de rejillas, llamadas, rampas, cordones cunetas, badenes, etc.

² Parte inferior o escalón, por lo común de piedra y contrapuesto al dintel, en la puerta o entrada de una casa.

³ Conducto de salida de las aguas de lluvia

⁴ Canal o conducto que da salida a las aguas inmundas.

3.3.3: Modos de obtener los datos

Tanto los puntos necesarios para generar el modelo digital, como los puntos que transmiten la información pueden ser obtenidos en forma **directa** mediante un levantamiento en el terreno, o de forma **indirecta** a partir de la captura de información ya existente.

3.3.3.a: Modo Directo

Mediante **medición directa** en el terreno, los datos se incorporan a una base de datos a tiempo real mediante una colectora electrónica de datos, o se transcriben en planillas o libretas de campo que luego en gabinete se digitalizan mediante una hoja o planilla de cálculo Qpro ó Excel.

- Los datos que definen la forma del terreno así obtenidos, tienen el formato de una información estrictamente numérica, cada punto capturado se encontrará expresado
 - por 3 coordenadas (X, Y, H)
 - por la expresión polar de su vector (rumbo, magnitud y distancia cenital).
- Por otra parte, aquellos datos que transmiten información, se le adosa un quinto campo como “atributo” del punto, designación o código. El resultado es ahora alfa numérico, a las coordenadas del punto se le ha asociado un texto. Ejemplo:

```
100, X, Y, H, arbol
101, X, Y, H, farola
102, X, Y, H, PTL
102, X, Y, H, ALA
```

3.3.3.b: Modo Indirecto

Tanto la altimetría como la información también puede ser capturada de modo indirecto:

- A partir de una restitución digital o MDT procedente de un vuelo aerofotogramétrico.
- A partir de Imágenes Digitales (Raster) procesadas, proveniente de satélites con sensores ópticos (LandSat – Spot - Ikonos).
- A partir del proceso de imágenes interferométricas obtenidas a partir de la radargrametría.-
- A partir de una **digitalización manual** de un plano topográfico o de una restitución (fuente analógica existente), mediante el empleo de tabletas o mesa digitalizadoras.
 - Las curvas de nivel se digitalizan siguiéndolas manualmente con el mouse, introduciendo el valor de la cota por teclado.
 - La información, mediante el posicionamiento sobre el punto con el mouse e introduciendo el atributo o el código mediante el teclado.
- A partir de una **digitalización automática**: los mapas, planos o cartas existentes se los escanea con el propósito de obtener una imagen raster del mismo, luego mediante el empleo de un software específico se lo transforma en una estructura vectorial (binaria o color), y luego en un modelo digital del terreno o en un modelo de elevaciones, introduciendo los valores de cotas e información por teclado.-

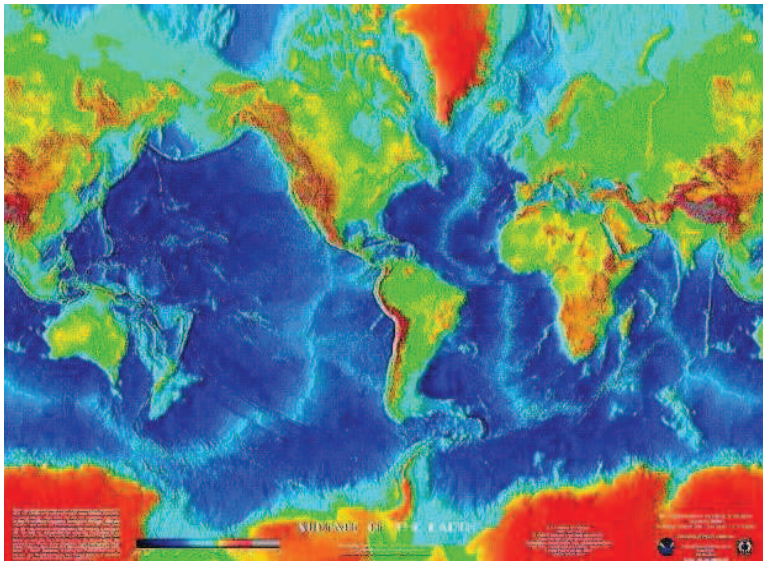
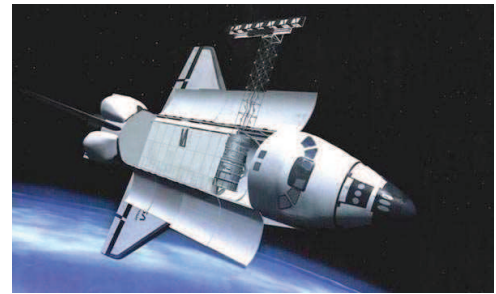


Ilustración 1



Shuttle

Modelo Digital de elevaciones y profundidades marinas, obtenido a partir del proceso de imágenes interferométricas radar, adquiridas del transbordador espacial, combinadas con el posicionamiento GPS.-

3.3.4: Tipos y Estructura de la Información

En todo lo expresado anteriormente, podemos observar, que existen cuatro tipos de información:

Numérica

(Ej.: puntos definidos por coordenadas X, Y, H; ó vectores definidos por coordenadas polares)

alfabetica

(Ej.: nombres de calles, nombre de propietarios, datos dominiales, matrículas, nomenclaturas catastrales, etc.)

alfa-numérica

(Ej.: un punto con coordenadas y atributos X,Y, árbol, poste)

(Ej.: El centroide de una parcela y los datos dominiales asociados)

gráfica

- Imágenes **vectorizadas**
(Ej.: Restitución analítica, plano lineal .DWG, digitalización)
- Imágenes **raster**
(Ej.: Fotocarta, imagen satelital, plano o foto aérea escaneada)

y a su vez, existen distintas estructuras de información:

vectorial

raster

binaria, etc.

3.3.5: Soporte de la información

Por otra parte, la información puede encontrarse suministrada en distintos soportes:

- Soporte papel : Planillas de campaña. Cálculos y cómputos. Listados de coordenadas. Monografías. Planos de mensura, loteos, registros gráfico catastral. Planos en papel vegetal, film poliéster o tela. Imágenes y fotos en papel ilustración, etc.
- Soporte magnético:
 - Archivo de texto TXT, ASCII, DBF, XLS, etc.
 - Archivo gráfico DXF, DWG, TIF, BMP, WMF, JPEG, etc en disquettes 3½, MegaZip o en cintas.
- Soporte óptico: CD (compact disk)

3.4: Captura de la Información

3.4.1: Métodos directos

Todos aquellos métodos de levantamientos que nos permitan capturar los datos de campaña en forma directa y almacenarlos en forma digital en una colectora de datos, guardarlos en memorias internas de los equipos. O en forma manual en una planilla de datos

- Cuadrícula
- Poligonometría
- Perfilometría
- Bisección
- Polar/ Taquimetría
- Libre estacionamiento
- GPS diferencial (estático, fast-static, stop & go, dinámico, etc.)
- GPS (pos proceso y RTK)
- DGPS (con estación base permanente, con solución estación base virtual, o radio faro)

3.4.2: Métodos indirectos

Todos aquellos métodos de levantamientos que nos permitan capturar los datos para la obtención de la forma del relieve del terreno, ó la información general y específica, de un modo indirecto.-

- Fotogrametría Terrestre
- Fotogrametría aérea
- Fotos de satélites
- Teledetección Satelitaria
 - Sensores ópticos
 - Radargrametría
- Teledetección desde aviones y transbordador espacial.(shuttle)
- Cartografía existente

3.4.3: Clasificación de los objetos

desde un punto de vista Geométrico

- **OBJETOS PUNTUALES:** Puntos de forma del terreno (colectoras, dorsales, rupturas), mojones, marcas, señales, válvulas, postes de energía eléctrica, farolas, árboles, postes esquineros de alambrado, esquineros de construcciones.
- **OBJETOS LINEALES:** Alambrados, cercos, muros, líneas municipales, límites de propiedades, bordes de calzada, cordón cuneta, líneas eléctricas, canales de riego.
- **BLOQUES:** Construcciones, obras de arte, cámaras, bocas de registro, grupo de árboles.

3.4.4: Clasificación de los objetos

conforme a la visibilidad

OBJETOS VISIBLES: Son todos los objetos explicitados en el punto anterior, de los cuales no corresponde realizar ningún comentario.

El mayor cuidado debemos ponerlo en el levantamiento de los puntos que no podemos ver, los cuales necesariamente deberán quedar necesariamente representados, precisamente a causa de su invisibilidad.

3.4.4.a: OBJETOS OCULTOS:

Los objetos tienen existencia real pero están ocultos a la vista:

a1.- Ocultos bajo la superficie del agua:

Cuando una obra atraviesa o interfiere una superficie cubierta por agua en forma permanente o temporal, ya sea ésta natural o artificial, es necesario conocer la forma del relieve del terreno que está oculta bajo las aguas.

Por ejemplo: El proyecto de un puente carretero atraviesa un río (interesa determinar las curvas batimétricas, el eje de baguada, presencia de bancos de arena, etc.). El mismo requerimiento si se tratase del proyecto de un puerto fluvial o marítimo. (interesa determinar las curvas batimétricas, el eje del canal de navegación, presencia de bancos de arena, restingas, etc.).

a2.- Ocultos bajo un manto de árboles:

En el caso de las restituciones realizadas a partir de un vuelo fotogramétrico, frecuentemente ocurre que parte de la información a relevar a quedado oculta en uno de los pares (o en los dos) por un grupo de arboles, por tal motivo es necesario encarar campañas de levantamiento terrestre a fin de registrar la posición de esos puntos que no pudo ser capturada de forma indirecta.

a3.- Ocultos bajo la tierra:

La información más peligrosa es la que no se puede ver por encontrarse bajo tierra: Conductos subterráneos (electro ductos, poli ductos, minero ductos, gasoductos, red de agua potable, red cloacal, desagües pluviales, red de telefonía, etc.)

Ejemplos de las distintas consecuencias que podría tener, el haber ejecutado un proyecto sin tomar en cuenta la presencia de conductos subterráneos:

Supongamos se proyecta y se construye un canal a cielo abierto, el cual se excava-
rá con zanjadora o con retro excavadora.

- Si las máquinas cortan una tubería de agua, lo más probable es que todo un barrio se quede, por varias horas sin la provisión del líquido vital.
- Si en cambio a su paso encuentra, y corta un electroducto de alta tensión el riesgo es mucho mayor, ya que puede ocasionar la muerte por electrocución de uno o más operarios
- Si por el contrario lo que destruye es un gasoducto (o poliducto) de alta presión, seguro que el accidente tendrá característica de catástrofe.

Por tal causa y para que estas cosas no sucedan, es importantísimo detectar y relevar las **interferencias subterráneas**.

Esta información se construye a partir de **mediciones directas** de campaña, de los hechos visibles (bocas de registros, válvulas, cámaras, aireadores, etc.) y se complementa con la **información indirecta** compilada, procedente de planos conformes a obras, catastros de ductos, etc.

3.4.4.b: OBJETOS NO VISIBLES:

Los objetos no tienen existencia en la realidad

b1.- Porque son derechos reales, actos de levantamiento territorial o parcelarios que sólo tienen existencia legal. Por ejemplo el **límite de un derecho de propiedad**, el límite de un radio municipal, la faja de afectación de servidumbre de electroducto, servidumbre de paso, expropiación, restricción al dominio, la línea de ribera, el perilago, un loteo aún no materializado, etc.

b2.- Porque solo tienen existencia ideal, como por ejemplo el **proyecto aprobado** de una obra civil, que a pesar de aun no haber sido ejecutada, porque todavía no se iniciaron las acciones legales de expropiación, o la afectación de servidumbre; es necesario respetar.

En ambos casos, resulta necesario disponer dicha información previamente a la Captura de datos en el terreno, de modo tal de poder definir y levantar hechos existentes que permitan vincular el objeto.

En el primer caso será necesario relevar deslindes existentes, líneas municipales, medianeras, esquineros, marcas, mojones y señales de mensuras, etc.

En el segundo caso, será necesario relevar estacas o mojones de puntos característicos, vértices, puntos de línea, principio y finales de curvas, etc.

Finalmente y una vez construido el MDT, sobre él y estrechamente vinculado a los puntos especialmente relevados en el terreno, se asentará en forma indirecta los documentos gráficos y planos de proyecto.

3.5: Clasificación de los Levantamientos

Así como a las obras las clasificamos desde un punto de vista geométrico, de igual modo y con el mismo criterio podemos clasificar a los levantamientos en:

- levantamientos superficiales
- levantamientos lineales

Y a su vez, subdividirlos conforme a la extensión de los mismos.

Levantamientos superficiales

1: de extensión muy reducida:

Directo: bisección.

Indirecto: fotogrametría terrestre

2: de extensión media:

Directo: Poligonometría, Perfilometría, bisección, taquimetría, trilateraciones, libre estacionamiento, cuadrícula. GPS diferencial, GPS diferencial con base virtual, GPS diferencial con estación permanente y todos los modos: Estático, fast-static, stop & go, dinámico, etc..

Indirecto: Teledetección desde aviones, fotogrametría aérea a partir de un vuelo existente, fotogrametría terrestre.

3 : de gran extensión:

Directo: Poligonometría, trilateración, GPS, DGPS.

Indirecto: Teledetección , fotogrametría aérea

Levantamientos lineales

1 : de longitud media:

Directo: Poligonometría, Perfilometría. GPS diferencial, GPS diferencial con base virtual, GPS diferencial con estación permanente y todos los modos: Estático, fast-static, stop & go, dinámico, etc.

2 : de gran longitud:

Directo: Poligonometría, Perfilometría. GPS diferencial, GPS diferencial con base virtual, GPS diferencial con estación permanente y todos los modos: Estático, fast-static, stop & go, dinámico, etc.

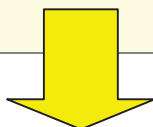
Indirecto: Teledetección , fotogrametría aérea

3.6: Conclusiones



Conforme sea el tipo de levantamiento a realizar, teniendo en cuenta la extensión del mismo, las exactitudes finales que se requieran; y un correcto análisis de costos, se estudiará y se establecerá para cada emprendimiento

...



a) EXACTITUDES

- **Acotación de errores**

Precisión requerida del MDT, MDE o MAT

Exactitud en las curvas de nivel - Exactitud requerida en los puntos del muestreo

Precisión del Sistema de Apoyo

b) SISTEMA DE APOYO

b₁) Elección del Sistema de Referencia

- **Planimétrico**

local arbitrario, local vinculado, general (Inchauspe 69), mundial (WGS84)

- **Altimétrico**

local arbitrario, o vinculado al geoide (IGM - nivel del mar) ó global.

b₂) Planificación y construcción del Marco de Referencia

- **monumentación, monografías**

- **método de medición/ compensación**

Triangulación, trilateración, poligonación, redes GPS - PAF - PCI

nivelación diferencial --> rodeos, intercalación

nivelación trigonométrica (simultánea y recíproca)

- **elección del instrumental**

c) METODOLOGIA de MEDICION

Conforme al análisis de: Exactitudes - Tiempos - Costos

- **Levantamientos terrestres**

Taquimetría clásica - Taquimetría electrónica - Perfilometría – Cuadrícula – Bisección - GPS

- **Elección del instrumental**

- **Batimetría**

Polar: Taquimetría electrónica - Perfilometría – Bisección

Sondeos: Varillas - Ecosonda

- **levantamientos fotogramétricos**

Terrestre - aéreo – satelital

- **Teledetección**

Sensores ópticos

Radar.

d) SISTEMA de REPRESENTACION

- **elección de la proyección**

- directa: ortogonal

- Conforme: escenográfica, Gauss Kruger, UTM.

- Equivalentes

- Resultado Final: Elección del software de MDT, confección de planos, láminas, Informes, Carpetas. Elección del soporte

Nota: Este análisis no es secuencial, por el contrario debe ser interactivo, con el firme propósito de optimizar costos, cantidad de personal, tiempos, calidad instrumental, etc.

Los hijos son siempre los que educan a los padres, y... por cierto, me refiero a los hijos de todas clases, incluso los espirituales.

Solo nuestras obras y nuestros discípulos, son los que dan al navío brújula y dirección.

Nosotros, los que buscamos el conocimiento no nos conocemos, nos ignoramos a nosotros mismos, y hay una buena razón para ello. Nunca nos hemos buscado: ¿cómo pues, habríamos de descubrirnos? Se ha dicho muy justamente: “allí donde está vuestro tesoro está también tu corazón”; y nuestro tesoro está allí donde zumban las colmenas de nuestro conocimiento.

Solo cuando el hombre haya adquirido el conocimiento de todas las cosas podrá conocerse a si mismo. Pues las cosas no son mas que las fronteras del hombre.

No vivimos propiamente para el conocimiento, sino para la pasmosa y abundante amenidad en el buscar y en el encontrarlo.

*Las funciones intelectuales son al principio muy difíciles y penosas. La imitación es lo mejor, el temor a lo nuevo. Mas tarde por el contrario, aparece la repugnancia por la imitación, y el gusto, y **la pasión por lo nuevo**,... y por el cambio.*

La pasión por lo verdadero debe estar por encima de toda consideración personal, agradable o desagradable, debe ser siempre lo mas alto.

En el momento que alguien manifiesta abiertamente las diferencias de opiniones que le separan de un jefe, de un maestro o profesor, todo el mundo cree que va en contra de él. Pero sucede que precisamente es en ese momento cuando deja de quererle mal y se atreve a ponerse al lado suyo y se ve libre de los prejuicios que le torturaban.

... retrocediendo en el camino de la vida, es triste descubrir que hay algo irreparable: La disipación de nuestra juventud, cuando nuestros educadores no han empleado esos años ardientes y ávidos de saber para conducirnos ante el conocimiento de las cosas.

Equivocarse un sin numero de veces, cometer muchos falsos razonamientos no es a la larga tan perjudicial, como el escepticismo, la indecisión y el miedo.

La intelectualidad superior e independiente, la voluntad de poder, la gran razón, aparecen como peligros. Todo lo que eleva al individuo por encima del rebaño, todo lo que mete miedo al prójimo se llama “malo”.

El espíritu tolerante, modesto, sumiso, igualitario, que posee deseos “medidos y mediocres”, se conquista un renombre y llega a alcanzar honores temporales.

Cuando llegues a encarnar la idea de las ideas, éste te transformara.

Las ideas son la fuerza.

¡No calles nunca ante ti mismo, nada de lo que pueda ser opuesto a tus ideas !!!

Aforismos – F. Nietzsche

3.7: Exactitudes



Al cerrar la última parte de la sección anterior, habíamos visto que: en la planificación de un levantamiento, uno de los condicionantes prioritarios es la elección de **exactitudes y precisiones**.

Dado que estas dos expresiones tienden a confundirse muy fácilmente, pretendo a continuación transcribir algunas de las definiciones que a mi juicio pueden ayudar a clarificar la discusión.

Intentaré también, introducir el concepto de elipses de error de una manera eminentemente práctica y sencilla, a fin que el alumno lo incorpore como un hábito de trabajo, y éste sea utilizado permanentemente en su desempeño profesional futuro.

definiciones

“ ... Al hablar de mediciones u observaciones en general, hay que distinguir entre exactitud y precisión. Según la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles:

exactitud es: - aproximación absoluta a la verdad - mientras que

precisión es: - aproximación relativa o aparente a la verdad –

..... según el Servicio Geodésico y de Costas de los Estados Unidos de América:

exactitud es: - el grado de conformidad con un patrón o modelo - , y

precisión: - el grado de perfección con que se realiza una operación o se establece un resultado

“De estas definiciones tan acordes entre sí, se desprende que una medición puede ser exacta sin ser precisa y por el contrario, puede ser extraordinariamente precisa, sin ser exacta.

Así por ejemplo: puede medirse una distancia con gran escrupulosidad, hasta el milímetro con una cinta, sin embargo haber cometido un error de varios centímetros si la misma se encontrase afectada de algún error en su longitud; la medición resultó precisa, pero no exacta....”¹

Veamos ahora las definiciones aportadas por el trabajo “Estandares Geodésicos”

exactitud : - es el grado de aproximación de una magnitud a un valor libre de errores sistemáticos -

precisión: - el concepto de precisión es opuesto a dispersión de las observaciones y se relaciona con la magnitud de los errores aleatorios o accidentales.

La **elipse estándar de error** es una figura cuyos parámetros representan aspectos de la **precisión** de la ubicación de un punto, **luego de un ajuste por mínimos cuadrados**.

Su semieje mayor “a” (en módulo y orientación) es el error estándar máximo. Su semieje menor es el mínimo. Su superficie representa un determinado porcentaje de probabilidad de ubicación del punto, cercano al 37%.

Si se multiplican los semiejes por el factor **2** (²), la superficie de la elipse resultante abarca el 95% de probabilidad, y pasa a llamarse **elipse del 95% de confiabilidad**.-

¹ Tratado de Topografía (Davis-Foote-Kelly)

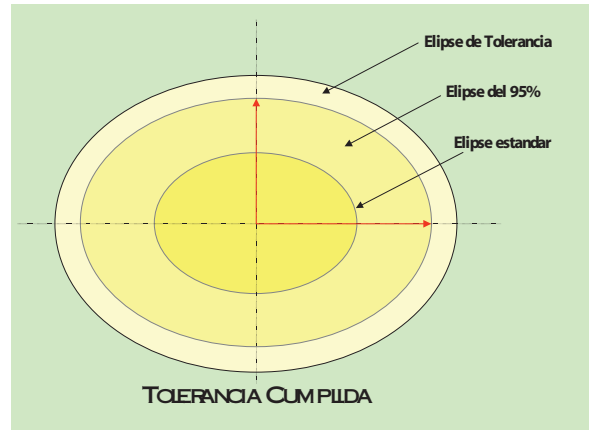
² Nota del corrector: Suele multiplicarse por 2.4 o 2.5

Error estándar de 1, 2, 3 sigma. El error estándar es un parámetro que mide la precisión. Se obtiene a partir de la varianza y de las covarianzas, y representa un determinado porcentaje de probabilidad de ocurrencia .

Error medio cuadrático = error estándar = 1σ

Cuando se mencionan precisiones de 2 sigma o 3 sigma, se trata de definir márgenes de probabilidad más generosos (en caso de observaciones directas, el porcentaje de probabilidad es del 95% y del 99% respectivamente).

Nivel de Confianza del 95%, medida de la **tolerancia** en la precisión de los ajustes.



Cuando el error estándar (2 sigma) que se obtuvo en observaciones directas es inferior a una tolerancia especificada, el ajuste cumple con el nivel de confianza del 95%.

Cuando los errores son tri dimensionales, la elipse de error se transforma en un **elipsoide estándar de error**. Y de igual modo **elipsoide de confianza**.

Cuando en error es unidimensional, como el caso de la nivelación diferencial, la elipse se transforma en un segmento vertical, y la llamamos **Intervalo estándar de error** y de igual modo **intervalo de confianza**.

3.8: Sistema de Apoyo del Levantamiento

REDES

Elegido el Sistema de Referencia, el próximo paso es la planificación de la materialización del marco de referencia, su medición y cálculo.

- **El diseño de la configuración del Sistema**

se encontrará sujeta en primer lugar: al tipo de proyecto (obra de desarrollo superficial – obra de desarrollo lineal). En segundo lugar a las posibles ubicaciones de la obra dentro del área de trabajo, y finalmente a la metodología de medición e instrumental

- La planificación de la **metodología de trabajo** y el instrumental de medición, será consecuencia de la acotación de errores deducida a partir de las tolerancias prefijadas.

3.8.1: Precisión de las redes de apoyo

1. Cuando se planifica un levantamiento topográfico, se fijan pautas de tolerancia, dentro de cuya elipse deben encontrarse los puntos relevados.
2. A partir de dichas tolerancias prefijadas debe deducirse la exactitud de la red de apoyo.

Sin embargo en muchas ocasiones, las exactitudes requeridas no están claramente expresadas, en tal caso es conveniente y a veces hasta imprescindible adaptarse a normas o estándares ya establecidos para redes de control o sistemas de apoyo.

- Cuando la red esté encerrada dentro del ámbito espacial establecido para la Microgeodesia podemos guiarnos por el **Manual MGEO**.
- Cuando el espaciado ingresa al dominio de la Geodesia, podemos guiarnos por los **Estándares Geodésicos**

3.8.2: MGEO

Lo que a continuación sigue, es una copia extractada del “Manual de Normas y Especificaciones para Levantamientos Geodésicos de Alta Precisión en Areas Pequeñas” publicada por el IPGH (Instituto Panamericano de Geografía e Historia), cuyo mayor referente en la comisión redactora fue el destacado geodesta argentino, Exequiel Pallejá.-

El manual define 4 (cuatro) ordenes de precisión: **A+**, **A**, **B** y **C** (cuyos ejemplos de aplicación son)

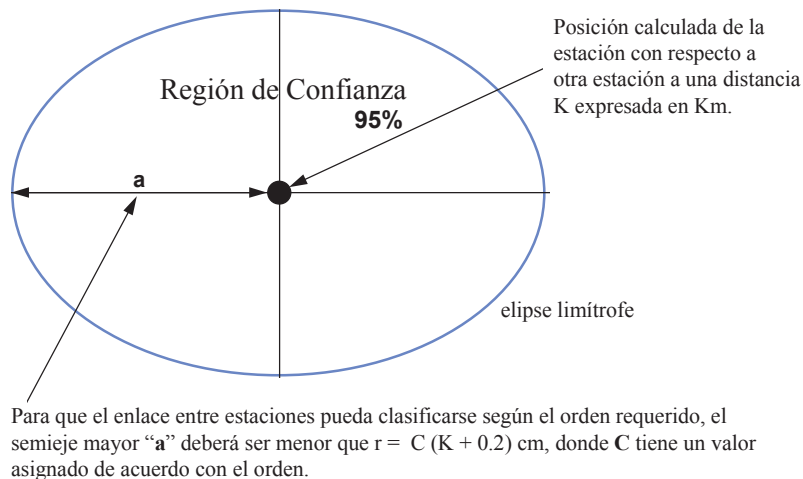
A+: Mediciones Industriales, Movimientos de la Corteza terrestre, Movimientos de Estructuras, Alineamientos de estructuras.

A: Mediciones Industriales, Movimientos de la Corteza terrestre, Movimientos de Estructuras, Alineamientos de estructuras, Control geodésico del primer orden y densificación de redes en zonas urbanas.

B: Redes de apoyo para Cartografía y Catastros en zona urbana, proyectos de Ingeniería Civil, Control para fines múltiples.

C: Redes de apoyo para levantamientos catastrales en zona urbana, Catastro rural, relevamientos de servicios.

PRECISIÓN HORIZONTAL: El criterio se basa en una región de confianza de 95%. Esta es un área delimitada por una elipse en la que puede especificarse que se encuentra determinado el valor posicional con un 95% de probabilidad.



Es bidimensional porque las posiciones se definen mediante dos coordenadas. Se calcula con un ajuste **mínimo cuadrático de la matriz inversa de las ecuaciones normales**.

donde: **r** es la longitud del semieje mayor de la elipse de 95% de confianza en cm.

Una estación MGEO se clasifica dependiendo de que el semieje mayor de la región de 95% de confianza (elipse), con respecto a las otras estaciones de la red, sea menor o igual a: $r = C (K + 0.2)$

K es la distancia a cualquier otra estación expresada en Km.

C es el coeficiente asignado según el orden de precisión.

A+	→	C = 1
A	→	C = 2
B	→	C = 5
C	→	C = 12

Ejercicio N° 9:

Dos estaciones tienen 1 Km. de separación, la obra tiene asignado un orden = **A+**
 ¿ Cual sería el valor máximo de **r** aceptado ?

$$r = C (K + 0.2)$$

$$r = 1 (1 + 0.2) = 1.2 \text{ cm}$$

PRECISIÓN VERTICAL: El criterio se basa en el *intervalo de confianza de 95%* que en el caso de errores con distribución normal, es dos veces la desviación estándar. Este es el intervalo en el que puede especificarse que se encuentra una diferencia de elevación entre dos estaciones con un 95% de probabilidad.

Este criterio puede expresarse de la siguiente manera:

$$\Delta H = C \cdot \sqrt{K}$$

donde: **ΔH** es la longitud del intervalo de confianza de 95% (en milímetros)

K es la distancia entre dos estaciones (o PF monumentado) expresado en Km a lo largo del trayecto usado para la medición.

C es el coeficiente asignado según el orden de precisión

La siguiente tabla muestra los diversos ordenes de precisión para las diferencias en elevación especificadas para MGEO.

A+	→	C = 1
A	→	C = 2
B	→	C = 4
C	→	C = 8

Ejercicio N° 10:

Necesitamos planificar el sistema de apoyo altimétrico, para un acueducto que tiene 93Km. de longitud

Nos imponemos un error de cierre $\omega = 5 \text{ cm}$.

Para tal fin, emplearemos una nivelación diferencial, fijando un intervalo de confianza de 95%.-

¿ Cual es el orden de precisión de la red altimétrica solicitada?

$$\Delta H = \pm \omega / 2 = \pm 2.5 \text{ cm (intervalo de confianza 95\%)}$$

$$\Delta H = C \cdot \sqrt{K} = C \cdot \sqrt{93} \rightarrow C = 25 / \sqrt{93} = 25 / 9.64 = 2.6 \text{ mm}$$

Por lo tanto, su clasificación corresponde al orden “ **B** ”

3.8.3: Diseño de las Redes.

MÉTODOS DE CONTROL HORIZONTAL

Punto 4.1 del Manual MGEO Redes horizontales

...4.1.1 Diseño

La precisión total de una red de control horizontal n depende solamente de la precisión de las mediciones de campo (minimización de los efectos de los errores sistemáticos y accidentales), sino también de su configuración.

Para que una red sea fuerte y confiable, deberá ser razonablemente homogénea y tener muchas mediciones redundantes y figuras individuales de forma definida.

Las estaciones deberán encontrarse espaciadas lo más uniformemente posible, y todos los pares adyacentes de estaciones de la red deberán estar enlazados preferiblemente por mediciones directas. La razón de la longitud de la línea más larga a la de la línea más corta nunca debe ser mayor que cinco y normalmente es mucho menor.

No obstante, a menudo resulta imposible lograr todas estas condiciones deseables. Debido a dificultades que se presentan en la práctica, hay redes donde los puntos adyacentes no pueden enlazarse en una forma conveniente. Pueden ocurrir variaciones muy grandes en las distancias entre estaciones y es posible que estas tengan que medirse con diversos instrumentos cuyas precisiones difieren significativamente.

El que diseña la red debe tener en cuenta todas estas divergencias respecto al modelo ideal.

A fin de diseñar una red de control horizontal, que permita obtener las precisiones especificadas, la persona responsable debe contar con buenas estimaciones a priori de la precisión de medición de cada uno de los instrumentos que van a usarse. Dichas estimaciones no solo deberán reflejar la coherencia de varias mediciones de la misma cantidad con el mismo instrumento, usando un intervalo corto de tiempo y bajo condiciones ideales, sino también los posibles efectos de errores aleatorios normales que pueden ocurrir en las operaciones regulares de campo en condiciones típicas de trabajo y con personal medianamente cuidadoso. Además, las estimaciones deberán contemplar también ciertos errores sistemáticos que quizás no resulten evidentes en un levantamiento normal; por ejemplo, un error por corrimiento del cero no corregido en los instrumentos electrónicos de medición de distancias (EDM), errores meteorológicos sistemáticos producidos por técnicas de medición no perfeccionadas, etc.

Los apéndices 2A y 2C indican las desviaciones estándares que generalmente pueden esperarse en ciertas circunstancias y aquellas que pueden usarse para estimar los pesos observacionales en los proyectos de diseño de redes.

Es posible estimar pesos más altos si se toman precauciones extraordinarias en la calibración y medición.

La precisión de un levantamiento de control horizontal, sólo puede evaluarse debidamente a partir de los resultados de un ajuste por mínimos cuadrados riguroso de las mediciones. Sin embargo, como dicha evaluación solo puede llevarse a cabo después de terminado el trabajo de campo, se requiere un método más útil para quienes deseen diseñar redes y preparar pautas para las mediciones y que además necesiten suficiente garantía de que se obtendrá determinado orden de precisión al realizar el trabajo de campo (acotación de errores)

“ La mejor solución es simular (pre analizar) la red propuesta mediante un programa de computadora apropiado utilizando estimaciones a priori de las precisiones de medición.

Los resultados de dicho estudio de simulación, modificados según la sabiduría adquirida con la experiencia práctica, suelen ser una indicación confiable de la precisión que posiblemente se obtenga en el campo.

La tabla muestra algunos programas típicos apropiados para los estudios de simulación.”

TABLA - (Programas de PC para estudios de simulación de redes) ³

Nombre	Dimensiones de la red	Computadora lenguaje	N° máx.de estaciones	Proveedor
CASPAR	2	CDC CYBER 730	30	Geodetic Survey of Canadá
	3	fortran 4 HP 9816 Basic 3.0		
GEOPAN	2	CDC CYBER 730	50	Geodetic Survey of Canadá
	2	fortran 4 IBM 370 Fortran 4	50	Dep.Surveying Engineering University of New Brunswick
GANET	2	CDC CYBER 730 fortran ampliado	1000	Geodetic Survey of Canadá
CANDSN	2	VAX 11/780 Fortran 77 sistema operativo VMS	1000	Dep.Surveying Engineering University of Calgary
MANOR	2	IBM 370 Fortran 4G VAX 11/780 Fortran 4G	ilimitado	Surveys and Mapping Branch Ministry of Natural Resources
ADJUST	2 ó 3	IBM mainframe Fortran 77	999	U.S.Natinal Geodetic Survey
GEOLAB	2 ó 3	IBM o PC equivalente lenguaje C	ilimitado	GEOSURV INC

Lo que sigue a continuación, es un breve resumen para comprender como funcionan estos programas de simulación de redes.

Para calcular las coordenadas de los vértices de una red, es suficiente con medir los elementos estrictamente necesarios, así por ejemplo, para resolver un triángulo es suficiente con medir un lado (base) y dos ángulos; si en cambio, efectuamos un mayor número de observaciones que las estrictamente necesarias, tendremos elementos supernumerarios que nos permitan una compensación por mínimos cuadrados.

El resultado final será un valor que aceptamos como el valor más probable y resultará de ajustar el conjunto de las observaciones o el conjunto de los resultados:

$$l_0 + v = l_a + dl = l$$

donde: l_0 valor de la magnitud observada
 v corrección de la observación
 l_a valor aproximado de cálculo
 dl corrección calculada
 l valor final ajustado

Si aceptamos el carácter diferencial de “dl” la anterior expresión puede escribirse:

³ Es necesario destacar lo siguiente, este listado incluye solamente los programas de simulación de redes que se podían conseguir en Canadá en el año 1985. En la actualidad se encuentra muy desactualizado, ya que de estos tipos de programas se desarrollaron en todo el mundo, incluso hay soft hechos en visual basic y C++ (en Argentina), que corren en cualquier PC pentium en adelante.

$$v = dl / \partial x dX + dl / \partial y dY + \dots + l_a - l_0$$

de esta forma se obtiene un sistema, donde habrá tantas ecuaciones como observaciones realizadas y tantas incógnitas como coordenadas.

Expresándolo en forma matricial resulta:


$$v = A X + L$$

donde: **A** es la matriz dependiente de la **configuración del sistema**

X es la matriz de las **incógnitas**

L es la matriz de los términos independientes

La matriz **A** depende únicamente de la configuración del sistema, de la forma de la figura y por ende de los enlaces establecidos entre los vértices. Si se cambia un vértice de lugar, o se agregan ataduras, cambian los resultados.

 De tal modo que, dibujando sobre una carta, sobre un MDT existente o sobre una imagen satelital, la configuración de un sistema de apoyo, y tomando de allí los valores aproximados de ángulos y distancias, puede obtenerse previamente una correcta acotación de errores de una manera iterativa, rápida, eficaz y dinámica.

MÉTODOS: ⁽⁴⁾

“Los métodos convencionales que generalmente se utilizan son triangulación, trilateración y poligonación.

Todos ellos tienen la desventaja de que, además de las estaciones de control requeridas actualmente por razones prácticas, es necesario proporcionar estaciones intermedias adicionales para que haya intervisibilidad, sin la cual no sería posible propagar la red.

La **triangulación**: tiene la ventaja que por lo general, el reconocimiento no resulta muy difícil y permite aplicar a las observaciones en el campo comprobaciones muy sencillas.

En las redes de triangulación los usuarios obtienen con facilidad las direcciones. Además resulta fácil establecer puntos de control” (o de orientación) “adicionales tales como torres de iglesias...” (pararrayos en torres, antenas y edificios)

“...por medio de intersecciones directas sin que sea necesario que el punto se encuentre ocupado por una señal, reflector u operador.

Una de las desventajas de la triangulación es que la precisión se ve afectada por la refracción horizontal, la cual es muy difícil de medir y corregir. Se necesitan buenas condiciones climáticas y observaciones de gran precisión que probablemente deberán efectuarse de noche.

Salvo en el caso de redes sencillas, la triangulación requiere que una gran cantidad de estaciones sean ocupadas a la vez. Por consiguiente, muchas veces se necesita una brigada de campo numerosa.

Si se requieren torres para garantizar la intervisibilidad, estas deben ser sumamente resistentes y complicadas (torres internas y externas separadas para el instrumento y el observador).

Las redes de **trilateración**: se ven menos afectadas por la refracción (lateral) que las de triangulación, especialmente si se utilizan instrumentos EDM electroópticos para medir las líneas. La intervisibilidad entre estaciones no es tan crítica (relativamente)

Si se requieren torres para este fin, pueden ser razonablemente livianas y portátiles. Las mediciones de las líneas desde una torre normalmente no se ven afectadas por los movimientos causados por los elementos (giro de la torre por calentamiento diferencial, viento) o el observador. Sin embargo, las redes de trilateración suelen requerir más líneas por estación, y esto hace que el

⁴ MGEO

reconocimiento sea más difícil, especialmente en áreas urbanas. Además, la trilateración por lo general requiere algunas mediciones angulares como refuerzo esencial. Las redes extensas requieren control acimutal frecuente. Es necesario medir las distancias con mayor precisión (en términos proporsionales) para obtener la misma precisión general en las estaciones.

Las direcciones no pueden obtenerse fácilmente.

Tampoco pueden establecerse fácilmente las líneas acimutales para dichos usuarios cuando se extiende la red principal.

La **poligonación** es el método más sencillo para establecer control. El reconocimiento resulta relativamente sencillo porque hay menos observaciones desde y hacia cada estación. Las rutinas de observación son relativamente cortas y sencillas. Por este motivo, la brigada de campo puede ser mucho más pequeña que las requeridas para la triangulación y trilateración. Los usuarios pueden obtener fácilmente las direcciones (orientación).

No obstante, la fuerza geométrica de las poligonales es por lo general baja, especialmente en ángulo recto a la dirección principal del avance. Esto requiere un preanálisis y diseño más cuidadoso de la red.

Esta debilidad inherente a la poligonación puede minimizarse, trazando las poligonales en un patrón de red con muchos puntos nodales de intersección.

De lo contrario, se requieren acimuts de control con relativa frecuencia para mantener la precisión de la orientación.

Como en el caso de las triangulaciones, las observaciones de las poligonales pueden verse afectadas considerablemente por la refracción horizontal.

Con frecuencia se combinan dos métodos convencionales o más, para formar una red híbrida óptima a un menor costo. Esta combinación de métodos resulta mucho más fácil si se utilizan técnicas de simulación por computadora para diseñar las redes, según se menciona en 4.1.1. Luego pueden intentarse diversos planes alternos para evaluar rápidamente sus posibles efectos.

Los cambios pueden efectuarse rápidamente hasta obtener el diseño más práctico en poco tiempo” (⁵)

Cualquiera que sea el método utilizado, todos los levantamientos deben incluir los siguientes pasos:

- a) compilación de la información
- b) diseño de la red - primer borrador- *Diseño preliminar - cartas, fotos, etc*
Elección del método e instrumental
Acotación de errores
- c) reconocimiento y diseño formal de la red
Elección del método e instrumental
Acotación de errores
- d) amojonamiento
- e) dibujo, descripciones, itinerario, fotografía *Monografías*
y fotoidentificación de los hitos en algunos casos.
- f) observaciones y cálculo de campo
- g) cálculos y ajuste final.

NOTA: Tenga presente el alumno, que al momento de la publicación de este manual, año 1985, **el sistema GPS** era aún una utopía, sin embargo en ese momento el manual decía:

“... Aunque el GPS se encuentra aún en sus inicios - actualmente solo hay seis satélites experimentales - el sistema ya está compitiendo con los métodos convencionales de precisión horizontal para los levantamientos

⁵ Aclaración del corrector:

Es importante insistir que las poligonales deben ser cerradas: Cerradas en el mismo punto de arranque, o pueden estar intercalada entre dos vértices de una triangulación (trilateración), o bien proyectar una red de poligonales. Se deben descartar las poligonales abiertas.

de extensión limitada a que se refiere este manual. Ya se ha logrado una precisión horizontal de 3ppm a distancias de 2Km y de 2 ppm. a distancias de 10Km o más. Resulta inevitable que a medida que continúe desarrollándose el sistema, las precisiones sean cada vez mayores.

También se han obtenido alturas precisas determinadas por medio del GPS. Son sin embargo, alturas elipsoidales. Aunque resultan muy apropiadas para vigilar los movimientos de la tierra y de las estructuras - donde solo interesan los cambios de altura con respecto al tiempo - sólo si se conoce con precisión el Geoid de local, podrán obtenerse buenas estimaciones de las alturas ortométricas a partir de las mediciones GPS. El rendimiento del GPS (por entonces) sigue siendo generalmente inferior al de los métodos convencionales para MGEO. Esto se debe a que en la actualidad hay pocos satélites disponibles (lo cual limita los períodos de observación a unas cuantas horas diarias) y al alto costo de los receptores (US\$ 40.000 a US\$ 150.000 cada uno!!). La brecha está disminuyendo rápidamente.

Conforme se lancen más satélites y bajen los precios del equipo, al aumentar la producción para suplir la demanda, es casi seguro que el GPS se convertirá dentro de poco en el método más usado para determinar con mucha precisión las diferencias posicionales, no solo para los levantamientos más extensos, sino para MGEO también...”

NOTA: Realmente visionarios fueron los del Comité Geodésico que redactaron este manual, hoy en día GPS se ha convertido en el método más preciso, más rápido y más cómodo para las mediciones de control planimétrico, descartando las triangulaciones y las trilateraciones por obsoletas, y quedando solamente en vigencia en la actualidad la poligonación.

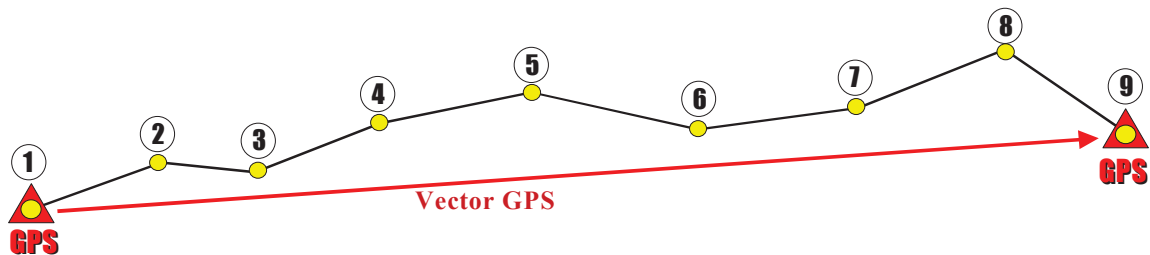
3.8.4 Poligonación combinada con GPS

Podemos destacar tres formas de proceder:

1.- El Sistema de apoyo se construye con una **poligonación como método principal** (medida con estación total), y el GPS se emplea para el Control y compensación.

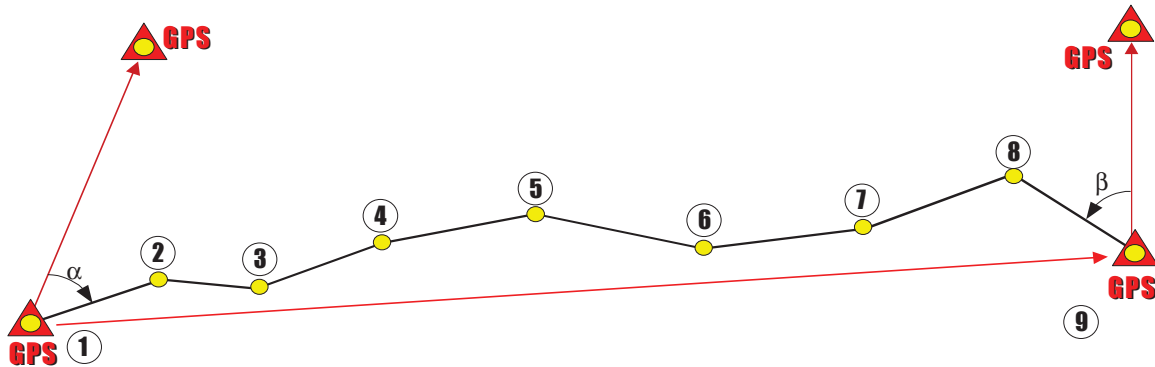
(Método de captura: Estático ó Fast-estático).

1.1) Se observa con GPS ambos extremos de la poligonal y se compensa como poligonal doblemente atada aplicando mínimos cuadrados.

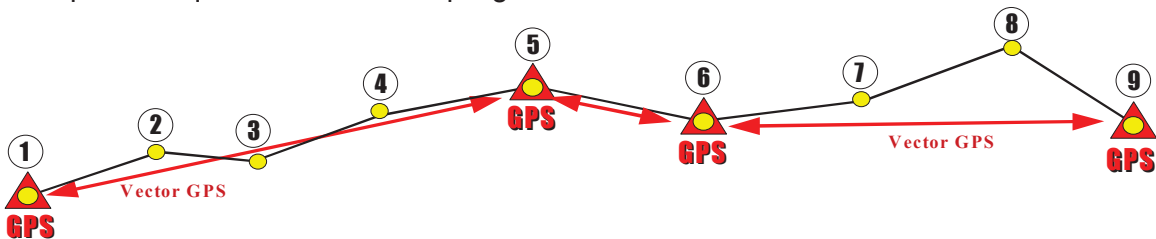


(Ver **Anexo 1** - pag 154 - “Levantamientos Combinados”, y **Anexo 2** - pag 154 -: “medición y cálculo de una poligonación intercalada”, ambos textos elaborados por el Agrim. Rubén Rodríguez)

- 1.2) Se colocan dos puntos GPS en cada extremo de la poligonal asegurando la intervisibilidad entre cada par y se compensa como poligonal doblemente atada y orientada aplicando mínimos cuadrados.



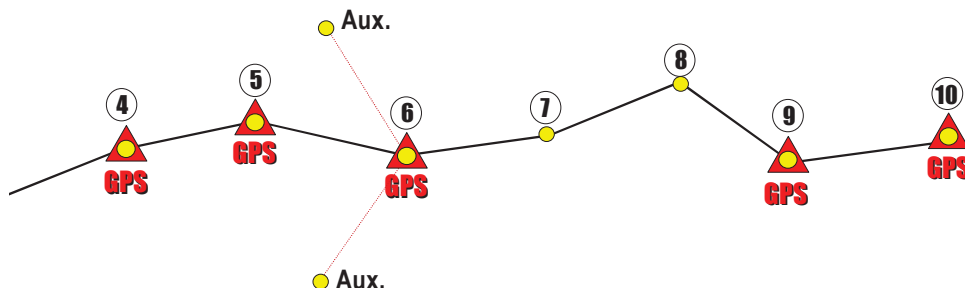
- 1.3) Se mide con GPS en ambos extremos y en algunos vértices intermedios, donde puede suponerse que es más débil la poligonal.



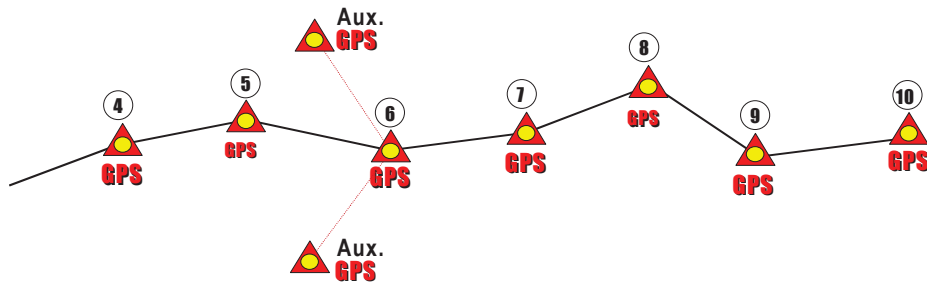
2.- El Sistema de Apoyo principal se mide con GPS .(Método de captura: Estático ó Fast-estático) y se emplea estación total con el objeto de completar la poligonal del sistema principal y densificar la red.

Esta manera de proceder, exige que exista visibilidad entre los puntos GPS consecutivos, a fin de tener orientación en todos los vértices.

Esta forma de trabajo es la más recomendada, ya que permite determinar la posición de los vértices, evitando la acumulación de errores de las poligonales, y a su vez de forma ágil, permite la determinación de coordenadas de vértices que con GPS serían difíciles, imprecisos o imposibles de medir, por causa del multipath o por tener una ventana muy estrecha (zona urbana densamente poblada con alto edificios, zona de monte alto, quebradas estrechas y profundas)



3.- El La red se mide totalmente con GPS .(Método de captura: Estático ó Fast-estático). y la densificación también se realiza con GPS .(Método de captura: Estático, Fast-estático y/ó Stop & Go) la poligonal es solo una figura geométrica.



Esta manera de proceder, obliga a que exista horizonte GPS en absolutamente todos los vértices. Esto muy pocas veces es posible, salvo que se trate de un gasoducto en la patagonia, o un camino en la pampa húmeda (en general: proyectos de obras lineales en zona de llanura rural). Pero resulta muy difícil y a veces imposible, en los caminos de montaña como en la cordillera de los Andes, en zonas muy boscosas, monte alto o selva; como también en zonas urbanas densamente poblada con altos edificios. Aquellos vértices que no puedan ser resueltos deberán (como en el caso anterior) ser densificados mediante Estación Total.



MÉTODOS DE CONTROL VERTICAL

Punto 4.2 del Manual MGEO Redes Verticales

...4.2.1 Diseño

“... Se da por sentado que las redes de control vertical para MGEO (objeto principal de este manual) se establecerán por medio de nivelación diferencial.⁶”

“ Dada su extensión limitada, puede suponerse además que el efecto de los errores sistemáticos en esta redes no serán significativos. Gran parte de la propagación de errores en una red se debe a errores accidentales.

Al diseñar una red vertical para MGEO, se utilizan intervalos de confianza y no elipses de error, simplificándose así la tarea. Los estudios de simulación por computadora pueden realizarse al igual que para las redes de control horizontal según el párrafo 4.1, usando los programas enumerados en la tabla 10. En este caso también, es indispensable modificar los resultados aplicando el sentido común basado en experiencias anteriores. Además debe tenerse presente las siguientes reglas empíricas. Los circuitos de nivelación deben estar debidamente condicionados; deberán evitarse los circuitos largos y angosto. La distancia entre puntos de referencia medida a lo largo del trayecto nivelado no debe ser mayor que cuatro veces la distancia entre ellos en línea recta. Todos los puntos de referencia que se encuentren cerca entre sí deberán enlazarse con mediciones directas. Generalmente deben evitarse las líneas ramificadas, apartadas o de extremos abiertos porque aumentan la posibilidad de que pasen inadvertidas las equivocaciones y porque no pueden ajustarse a la red general....”

...4.2.2 Nivelación diferencial

Las redes de nivelación diferencial generalmente se establecen en la forma de circuitos bien condicionados y enlazados entre sí. Esto proporciona suficiente redundancia para poder evaluar las precisiones y ajustar rigurosamente las diferencias de alturas observadas. La geometría general de la red tiene menos importancia que el número de redundancias y los pesos asignados a las observaciones. Estos pesos pueden asignarse como una función de las distancias a lo largo de cada tramo de la red, de acuerdo con la expresión:

$$W = \frac{M}{K}$$

⁶ No debe descartarse la nivelación trigonométrica simultánea y recíproca en los casos en que la acotación de errores así lo justifique.

donde K es la distancia en Km y M depende de la metodología utilizada (ver 2.4). Los elementos estadísticos que se calculan como resultado del proceso de ajuste deben utilizarse para evaluar la precisión final: desviación estándar de peso unitario, varianza de referencia, matriz de varianza-covarianza, etc.

Aunque las redes de nivelación diferencial MGEO deberían estar basadas en, o enlazadas a, dátums geodésicos, no siempre resulta posible debido a la escasez de puntos de referencia geodésica. En estos casos sólo se necesita una red independiente basada en un dátum local.

...4.2.3 Nivelación trigonométrica e híbrida

En la nivelación trigonométrica pueden formarse diferentes clases de redes, sin embargo es indispensable que toda nivelación de este tipo esté constituida por observaciones recíprocas simultáneas (excepto para distancias muy cortas). El proceso de ajuste es similar al de la nivelación diferencial. Los pesos deberán calcularse mediante la expresión:

$$W = \frac{M}{K^2}$$

donde K es la distancia expresada en Km. y M es una variable que depende de la metodología empleada (ver 2.3). Si una red tiene nivelaciones trigonométricas y diferenciales, hay que determinar una matriz de pesos apropiada. Los elementos de la diagonal deben reflejar el peso de cada porción de la red.

...4.2.4 Sistemas de elevación y la gravedad

Muchas veces deben aplicarse correcciones a las observaciones para nivelación diferencial por los efectos de la gravedad. Dichas correcciones suelen ser necesarias cuando:

- Se requiere una precisión sumamente alta
- El área de trabajo es montañosa
- Las poligonales de nivelación son largas, especialmente cuando tienen una dirección Norte-Sur.

Los dos sistemas de altura mejor conocidos (que toman en cuenta el efecto gravitacional) son:

- el sistema **dinámico**
- el sistema **ortométrico**

Según el sistema dinámico, se da por sentado que todos los puntos de una superficie nivelada tienen la misma altura. La altura se deduce mediante la expresión:

$$C = \int g. dh$$

donde C es el “**número geopotencial**”; g es la aceleración de la gravedad (variable).

La unidad se conoce como Unidad Geopotencial (GPU),

donde $1\text{GPU} = 1 \text{ Kgal-metro} = 10 \text{ m/seg}$.

La forma práctica de calcular las alturas dinámicas es por medio de la expresión:

$$C = \Sigma g. dh$$

Por esta razón, se divide la línea entera de nivelación en intervalos. Hay que conocer la gravedad (por mediciones o interpolaciones precisas) en cada punto de división. Los intervalos escogidos entre estaciones de gravedad dependen de la inclinación de la línea....

Pendiente media > 8% intervalo de estaciones de gravedad **1 Km**

Pendiente media > 4% a 7% intervalo de estaciones de gravedad **1.5 a 2 Km**

Pendiente media < 3% intervalo de estaciones de gravedad **5 a 10 Km**

Todos los intervalos están limitados para un máximo de 100m de diferencia en altura

La precisión de las observaciones gravimétricas deben ser del orden de 1 mgal o menores.

Las **alturas ortométricas** representan alturas sobre el geode, medidas a lo largo de la plomada. Pueden calcularse a partir de los números geopotenciales mediante la expresión:

$$H_o = \frac{C}{g_m}$$

donde g_m es el valor medio de la gravedad medida a lo largo de la plomada entre el geode y la estación....”

$$g_m = \frac{\sum g}{n}$$

En el caso de MGEO, resulta preferible utilizar las alturas dinámicas para proyectos que comprenden el flujo de fluidos o la determinación del movimiento de la corteza terrestre.

Podría ser necesario aplicar correcciones ortométricas al integrar la nivelación MGEO a un sistema único de elevaciones y deben tomarse en cuenta al calcular los errores de cierre de los circuitos⁷....”

Lo que hemos visto hasta el momento era la opinión de los autores del MGEO, por lo tanto aplicable a las redes de extensión cuyo alcance le corresponde a la Microgeodesia, para el caso de las redes geodésicas veamos que dicen los...

3.8.6: Estándares Geodésicos

Lo que sigue a continuación, es una copia extractada de “**Estándares Geodésicos**” publicada por el Grupo de trabajo de los estándares geodésicos. Al igual que en hicimos con el grupo de trabajo del IPGH, al mencionar su principal mentor, de igual modo aquí estamos obligados a destacar la labor del Agrim. Rubén Rodríguez.

Diseño y geometría de una red Geodésica

Estructura de la red

La ubicación y la disposición relativa de las estaciones de una red GPS básica o de densificación, es independiente de su forma y de las condiciones de Intervisibilidad, que fueron factores dominantes en la triangulación y poligonación.

La disponibilidad de la red POSGAR es el marco nacional de referencia al que deben vincularse todas las nuevas redes que se implanten.

Un mínimo de tres puntos comunes deben ser incluidos en todo nuevo proyecto.

En general resulta conveniente ocupar un número mayor de puntos comunes, que el mínimo señalado, a fin de asegurar la correcta vinculación y consistencia de la red.

Las estaciones de referencia tienen mejor disposición cuando se encuentran situadas en la periferia de la zona del proyecto. En el caso de existir estaciones “activas” o permanentes, deben ser usadas como contralor.

⁷ Esto significa que en un cálculo de compensación de una red, no pueden incluirse nivelaciones de altura geométricas en forma conjunta con otros sistemas de elevación. Es conveniente profundizar los conceptos, la cátedra recomienda reverlos nuevamente (especialmente estos temas) con la bibliografía específica.-

Selección de sitios y monumentación

Reconocimiento

Una vez diseñado el proyecto de la red, se inicia el reconocimiento.

Lo primero es verificar la existencia y condiciones de los puntos de la red de orden superior con los cuales se va a vincular.

En cuanto a las estaciones nuevas, éstas deberán reunir las siguientes condiciones:

- 1) Cielo despejado 10° sobre el horizonte*
- 2) Evitar la existencia de superficies reflectantes en las proximidades.*
- 3) Evitar la presencia de redes de transmisión de energía o microondas.-*
- 4) Evitar la presencia de grandes arboledas*
- 5) Facil acceso con vehículos automotores y lugar apropiado para su estacionamiento evitando interferencias.*
- 6) Terreno estable para garantizar la permanencia de la marca.*

Confeccionar una monografía del punto (croquis, coordenadas de navegador, etc)

Monumentación

Señalaremos tres tipos de marcas:

- 1) La mas segura, es la instalación de una varilla roscada inserta con resina epoxi en la roca madre.*
- 2) Soldar la varilla roscada a una placa de acero, e insertar ésta a una construcción existente.*
- 3) Insertar la placa de acero sobre pilares de hormigón armado.*

En todos los casos la marca debe tener alguna identificación, como numero o código, y si fuese posible también, alguna forma de poder identificar a quien creo la red para solicitar información.

Receptores

Los receptores GPS cubren las mas diversas posibilidades de aplicación de este sistema. Si los ordenamos de menor a mayor prestación, los podemos clasificar:

- 1) Navegadores simples: Codigo C/A. No son aptos para técnicas diferenciales, precision inferior a 30m (cuando no se aplica la S/A), sino hay que hablar de mas de 100m.⁽⁸⁾*
- 2) Receptores de codigo con la posibilidad de realizar posicionamiento diferencial: estos equipos permiten conservar en memoria los datos observados y realizar una diferenciación en pos proceso. Precisiones de 1 a 5 m.*
- 3) Receptores similar al anterior pero al codigo incorporan la posibilidad de capturar tambien la fase de la portadora L1. Precisiones con C/A de 1 a 5 m., con la fase de L1 submétrico (0.20m a 0.30m)*
- 4) Receptores de medicion de fase en una sola frecuencia: trabajan con la onda portadora L1 de la señal GPS, acumulando información que una vez procesadas permiten obtener precisiones centimétricas.*
- 5) Receptores geodésicos de doble frecuencia: agregan al anterior la medicion de la fase de la portadora L2, lo que permite la disminucion de ciertos errores sistémicos, especialmente los errores ionosféricos. Mayor precision con vectores mas largos*

⁸ Por el momento el Departamento de Defensa de Estados Unidos de America, a liberado a los usuarios el uso de señal sin la afectación de la disponibilidad selectiva (S/A), por lo tanto podemos hablar de precisiones que van desde los 15m a 30m en planimetría.

- 6) *Receptores geodésicos de doble frecuencia y doble código: Mayor versatilidad en su uso, particularmente a tiempo real.-*

Datos GPS

La información transmitida a los receptores GPS puede dividirse:

- 1) *Observaciones GPS propiamente dicha: comprende mediciones de pseudo distancias, fases, Doppler. Una frecuencia o dos frecuencias, con longitud de onda completa o semi-longitud de onda, según sea el tipo de receptor en uso.*
- 2) *Posiciones satelitales: conocida como efemérides y almanaques. Brindan los elementos que permiten el cálculo de la posición del satélite en el instante de la emisión de la señal. Esta información es almacenada por la mayoría de los receptores. Cuando se requiere el empleo de información más precisa (efemérides precisas) se las puede solicitar al IGS (international Geodynamics Service).*
- 3) *Datos de la estación: comprende información meteorológica, temperatura, presión atmosférica y humedad relativa, también la posición de la antena GPS (altura y excentricidad). Datos recolectados por el operador y luego introducidos al receptor o software de cálculo.*
- 4) *Coordenadas: los receptores más sencillos solo almacenan las coordenadas de los puntos medidos.*

Compensación

La compensación de las observaciones GPS se han planteado en diferentes programas con parametrizaciones más o menos complejas. Estas van desde simple promedio de coordenadas o componentes vectoriales hasta determinación de parámetros ligados a la ionosfera y/o troposfera y algunas constantes instrumentales. Algunos programas científicos incluyen el mejoramiento orbital.

Los programas más complejos tratan simultáneamente todos los vectores de una sesión, y calculan la matriz de varianzas – covarianza entre todas las componentes vectoriales y en general entre estas y las ambigüedades determinadas. La compensación definitiva multiestación – multisesión se efectúa teniendo en cuenta estas matrices.-

Clasificación de los levantamientos

*Los levantamientos geodésicos, ya sean efectuados con tecnología tradicional o con **GPS**, o con una combinación de ambas, pueden clasificarse de diversas maneras y según los criterios que para cada caso se fijen. La geodesia, en su definición más tradicional tiene por objetivo la ubicación, medición y materialización de puntos de referencia sobre la superficie terrestre, que sirvan de apoyo y contralor de otros tipos de trabajos (topográficos, fotogramétricos, cartográficos, geofísicos, etc.).*

Sin embargo, a la luz de los adelantos tecnológicos actuales y sobre todo mediante el advenimiento del GPS, algunos trabajos geodésicos exceden el papel de proveedores de puntos de referencia, llegando a proporcionar relevamientos parciales o completos de la realidad.

*Por lo tanto, los **objetivos finales** de las tareas geodésicas deben tenerse en cuenta para cualquier tipo de clasificación, considerando que iguales objetivos pueden ser satisfechos por diversos métodos.*

*Otro factor de fundamental importancia es la **precisión y la exactitud**, tanto de los trabajos de campo (observaciones) como de los resultados finales obtenidos. Este es un criterio de clasificación bastante difundido y aceptado, pero que requiere una cuidadosa explicación de cada uno de los elementos que contribuyen a definir la precisión. En ese sentido, el conocimiento del significado de los parámetros de precisión como las varianzas, covarianzas, errores estándar, elipses de error, confiabilidad, etc. es requisito básico para comprender los criterios de clasificación relacionados a estos conceptos.-*

*La **extensión física** abarcada por los trabajos geodésicos es también un criterio válido de clasificación. Desde los trabajos microgeodésicos, cuya extensión no supera algunos centenares de metros, hasta los grandes proyectos nacionales o continentales, el área efectivamente relevada define las metodologías, el*

instrumental, la forma de procesamiento de la información y en general todos los aspectos prácticos de los levantamientos.-

En resumen, los criterios que se adoptarán para la clasificación de los trabajos geodésicos será:

- 1) Precisión*
- 2) Extensión*
- 3) Finalidad*

1A.- PRECISIÓN PLANIMÉTRICA:

La elipse del 95% de confiabilidad es el elemento geométrico más apropiado para medir el grado de precisión en el posicionamiento de puntos geodésicos.

El área encerrada por esta elipse, cuyos parámetros se obtienen a partir del proceso de cálculo y compensación, representa un porcentaje de probabilidad de ubicación del punto en un 95%.

El criterio a seguir será el siguiente:

Para que un levantamiento de puntos geodésicos esté dentro de una tolerancia determinada, es necesario que todas las elipses del 95% cumplan con la condición de que su semieje mayor sea menor que el radio de tolerancia fijado.

El tamaño y forma de la elipse 95% depende:

- *En los levantamientos tradicionales de la geometría de la red de puntos, del tipo de observaciones y del grado de precisión de las mismas.*
- *En los levantamientos GPS, de la constelación satelital observada, los factores de dilución DOP, metodología de trabajo diferencial y muchos otros elementos.*

1B.- PRECISIÓN PLANI ALTIMÉTRICA:

El GPS es un sistema tridimensional, capaz de ubicar puntos en sus tres dimensiones espaciales. Sin embargo, cuando se obtienen los resultados en coordenadas geodésicas (latitud, longitud, altura elipsoidal), esta última debe ser transformada a cota ortométrica, lo que implica la aplicación de un modelo de geoide. Esta corrección implica en la actualidad un error apreciable.

*En los trabajos plani altimétricos, a los efectos de determinar radios de tolerancia, hay que reemplazar la elipse de error por el **elipsoide de error** (*) correspondiente.*

()elipsoide estándar de error: El elipsoide de error es inherente a la compensación de puntos en tres dimensiones.-*

El semieje mayor del elipsoide deberá ser en este caso menor que el radio de tolerancia.

En lo que hace a la cota altimétrica, habrá que adicionar al valor estadístico del semieje correspondiente (lo que surge de la aplicación de los programas de ajuste de redes), la indeterminación esperada de la respectiva corrección por separación geoide-elipsoide antes de establecer la comparación con el radio de tolerancia.

Categoría A: precisión subcentimétrica. El radio de tolerancia es inferior a 1 cm. En las determinaciones planimétricas, el error estándar deberá ser de 4mm o menor.

Categoría B: precisión centimétrica. Los radios de tolerancia se ubican entre 1cm y 10cm. En las determinaciones planimétricas, el error estándar deberá oscilar entre 4mm y 4 cm.

Categoría C: precisión submétrica. Radio de tolerancia entre 10cm y 1m. El error estándar planimétrico, deberá ser entre 4cm y 40cm.

Categoría D: precisión métrica. Radio de tolerancia entre 1m y 10m. El error estándar planimétrico, deberá ser entre 40cm y 4m.-

Categoría E: precisión de decenas de metros. Radio de tolerancia entre 10m y 100m. El error estándar planimétrico, deberá ser entre 4m y 40m.

2.- EXTENSIÓN:

Según la extensión de los trabajos, y según la distancia media que separa a dos puntos vecinos, se clasificarán los trabajos geodésicos según la siguiente categoría:

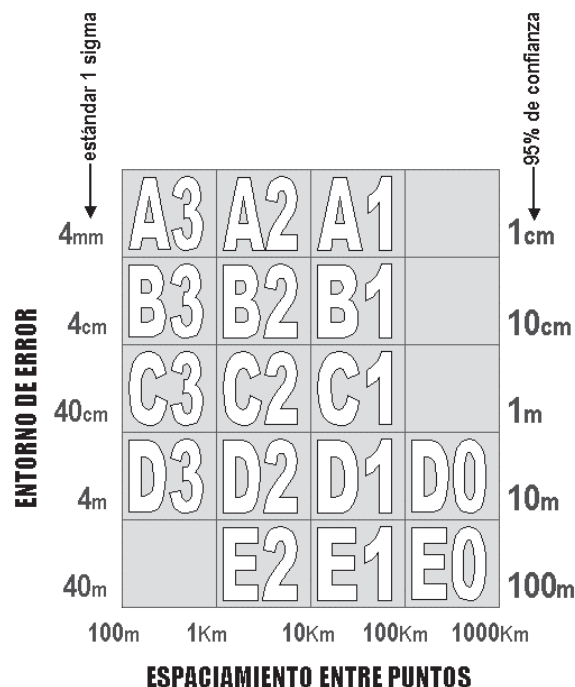
Categoría 0: Extensión muy grande. Los puntos se encuentran separados entre 100Km y 1000Km. La zona abarcada es de miles de kilómetros.

Categoría 1: Gran extensión. Los puntos se encuentran separados entre 10Km y 100Km. La zona abarcada es de centenares de kilómetros.

Categoría 2: Extensión media. Los puntos se encuentran separados entre 1Km y 10Km. La zona abarcada es de decenas de kilómetros.

Categoría 3: Extensión reducida. Los puntos se encuentran separados entre 100m y 1Km. La zona es de pocos kilómetros de extensión total.

Categorías



Descripción de las categorías

Categoría **A1**:

Son redes cuyos vértices están separados por **más de 10Km** y donde se requiere precisión **sub-centimétrica**. Son trabajos muy especiales, de muy difícil realización, relacionados principalmente con la geodinámica.

Se debe trabajar con equipos geodésicos de doble frecuencia, en diferencial de fase, sesiones prolongadas, preferentemente con tres o más receptores en multisesión, para ajustar la red en forma rigurosa.

Categoría A2:

Son redes cuyos vértices están separados por **más de 1Km** (de 2Km a 5Km), y donde se requiere precisión **subcentimétrica**. Son trabajos muy especiales, de muy difícil realización, relacionados principalmente con la industria y la geodinámica.

Se debe trabajar con equipos geodésicos, en diferencial de fase, sesiones prolongadas, preferentemente con tres o más receptores en multisesión, para ajustar la red en forma rigurosa.



Categoría A3:

Son redes de puntos cercanos cuyos vértices están separados por distancias **menores de 1Km** (de 200m a 500m), y donde se requiere precisión **subcentimétrica**. Se trabaja con errores relativos inferiores a 1ppm. Son redes ultra precisas que sirven especialmente para trabajos de microgeodesia, relacionados con el monitoreo de deformaciones de obras civiles (auscultación), o del suelo

Se debe trabajar con equipos geodésicos de doble frecuencia, en diferencial de fase, sesiones prolongadas, preferentemente con tres o más receptores en multisesión, para ajustar la red en forma rigurosa.

En este tipo de trabajos se prestará especial atención a la centración del instrumental, así como a la marcación.

Cuidado: No siempre es posible alcanzar los requerimientos de esta especificación con GPS.

Categoría B1:

Son redes cuyos vértices están separados por **más de 10Km** (20 a 50Km), y donde se requiere precisión **centimétrica**.

Se debe trabajar con equipos geodésicos de doble frecuencia en vectores mayores a los 30Km, en diferencial de fase, preferentemente con tres o más receptores en multisesión, para ajustar la red en forma rigurosa.

Categoría B2:

Son redes cuyos vértices están separados por **más de 1Km** (de 2Km a 5Km), y donde se requiere precisión **centimétrica**.

Se debe trabajar con equipos geodésicos, en diferencial de fase, sesiones prolongadas, preferentemente con tres o más receptores en multisesión, para ajustar la red en forma rigurosa.

Categoría B3:

Son redes de puntos cercanos cuyos vértices están separados por distancias **menores de 1Km** (de 200m a 500m), y donde se requiere precisión de **pocos centímetros**. Estas redes se utilizan como marco de referencia para catastros urbanos y suburbanos, y algunos trabajos de microgeodesia. También en la construcción de grandes obras de ingeniería, puentes túneles, etc. Los trabajos topográficos de apoyo a la exploración sísmica conocidos como "3D" se ajustan a la especificación.

Se debe trabajar con equipos geodésicos de simple o doble frecuencia, en diferencial de fase, Métodos estático, pseudo dinámico y estático rápido pueden utilizarse. También algunos equipos que agregan a estas características el tiempo real.



Categoría C1:

Son redes cuyos vértices están separados por **más de 10Km** (20 a 50Km), y donde se requiere precisión **de unos decímetros**.

Se debe trabajar con equipos geodésicos, en diferencial de fase, preferentemente doble frecuencia a una distancia mayor de 30Km.

También algunos equipos que agregan a estas características el tiempo real.-

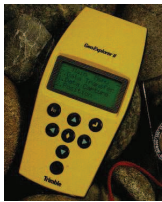
Categoría C2:

Son redes cuyos vértices están separados por **más de 1Km** (2 a 5Km), y donde se requiere precisión **de unos decímetros**.

Los puntos tienen aplicación en relevamientos topográficos expeditivos, redes de apoyo a GIS, relevamiento de servicios públicos. También exploración sísmica y catastros rurales.

Se puede trabajar con equipos geodésicos, en diferencial de fase, con sesiones de poca duración, o apelar a equipos topográficos que permitan precisiones submétricas

Categoría C3:



Son redes de puntos cercanos, separados por distancias **menores a 1Km** (200m a 500m). Se requiere trabajar con precisiones de **pocos decímetros** (20cm a 40 cm). Los puntos tienen aplicación en relevamientos topográficos expeditivos, apoyo de GIS, relevamiento de servicios públicos, exploración sísmica y catastros rurales.

Se puede trabajar con equipos geodésicos con sesiones de poca duración o topográficos, pero siempre en modo diferencial.-

Categoría D0:



Un ejemplo de esta categoría son los puntos situados en alta mar a **más de 100Km** de la costa, con precisiones del orden del **metro**.

Se debe trabajar con equipos geodésicos doble frecuencia con la base ubicada en la costa, en modo diferencial, con sesiones de poca duración.

También se puede utilizar DGPS con estación de base virtual

Categoría D1:

Los puntos están separados en **más de 10Km** y la precisión requerida es de 1 a 5m.

Se adecúa a trabajos de apoyo fotogramétrico e imágenes satelitales, ubicación de plataformas submarinas, relevamientos hidrográficos.-

Se cubren con DGPS con estación de base virtual o radiofaro, y equipos que puedan trabajar en código C/A siempre en modo diferencial. Cuando el vector exceda de los 30Km. se deberá usar la fase.-

Categoría D2 y D3:

Los puntos están separados en **más de 1Km** y la precisión típica requerida es de 1 a 5m. Control de relevamientos expeditivos de servicios públicos, puntos de apoyo catastro rural.

Se cubren con DGPS con estación de base virtual o radiofaro, y equipos que puedan trabajar en código C/A siempre en modo diferencial



Categoría E0 - E1 - E2:

Esta categoría se adapta a la navegación en **mar abierto**, y es también útil en el reconocimiento

Se satisface con DGPS de base virtual, con navegadores que permiten la bajada de datos a tiempo real, y con equipos GPS especiales para la navegación.-



3.8.7 Acotación de errores de un levantamiento:

Sabemos que toda magnitud medida u observada nunca es realmente exacta, contiene errores producto de varias causa, cuyo valor es desconocido.

En algunos casos, como por ejemplo en la red de apoyo, el profesional puede ejecutar cierres, o bien controlar su elipse estándar de error con un marco de precisión superior y de ese modo tener la certeza que su trabajo ha cerrado dentro de la tolerancia prefijada. Sin embargo, en otros casos como por ejemplo del centenario, o a veces millar de puntos relevados del terreno tendrá muy pocos o casi nulos controles, de modo tal que la única herramienta que dispone el Agrimensor para su seguridad, para su tranquilidad, sólo la encontrará en la acotación de errores.

Luego, la misión más importante del Agrimensor consiste en mantener los resultados de sus mediciones, dentro de límites “**acotados**”.

Estos **límites de precisión**, vienen impuestos por la **clase y finalidad del levantamiento**.

Para arribar al final del levantamiento con el resultado previsto, es necesario conocer todas las secuencias de mediciones que se producirán desde el inicio y las posibles combinaciones de métodos.

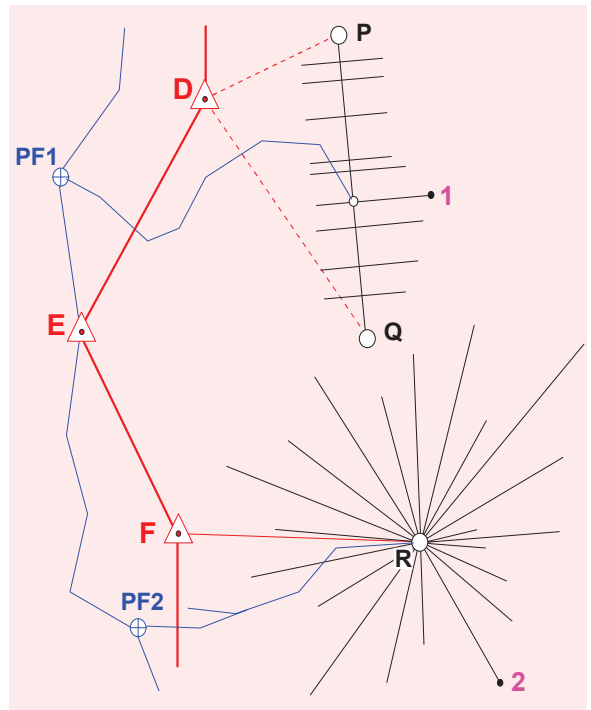
Por ejemplo: elijamos dos puntos (1 y 2) integrantes de un muestreo de puntos relevados, **los cuales deben cumplir con una tolerancia prefijada:**

- * PLANIMÉTRICA (dx, dy) ó dR
- * ALTIMÉTRICA (dz)

Supongamos que el punto **1** integra una nube de puntos relevados mediante perfiles transversales, mientras que el punto **2** queda posicionado a partir de un levantamiento taquimétrico

La exactitud con que finalmente quede determinada la posición de estos puntos dependerá:

- **en el punto 1:**
El error final en la posición planimétrica, será la suma de los errores lineales y angulares producidos al posicionar los puntos auxiliares “P y Q”, la alineación, el posicionamiento del piqueteo, el levantamiento de las perpendiculares, la medición del transversal al punto 1, y el error del vértice “D”, del sistema de apoyo.



El error final altimétrico, dependerá de la ley de propagación de la nivelación diferencial sumado al error altimétrico del “PF1”, es decir el error del Sistema de Apoyo altimétrico.

- **en el punto 2:**

Suponiéndolo integrante de una nube de puntos la cual fue levantada empleando una taquimetría electrónica, la elipse de error planimétrica final vendrá expresado por la suma de los errores producidos en la determinación de la posición del punto auxiliar “R”, y los errores angulares y lineales del vector “R-2”, más el error de posición del vértice “F” integrante del Sistema de apoyo.

En cuanto a la altimetría dependerá de los errores de una nivelación trigonométrica, sumados a los producidos al trasladar la cota desde el “PF2” hasta la estación “R”, más el error altimétrico del “PF2”.

El Agrimensor deberá conocer las causas de los errores, la ley de propagación de los mismos conforme sea la metodología y el efecto que puede producir la combinación de varios errores.

De tal forma, el error final [e_f] es el resultado de la suma de una serie de errores de medición que se acumulan a lo largo del proceso, (por tal motivo es válido el consejo de evitar siempre el empleo de metodologías de trabajo que produzcan acumulación de errores):

$$e_f = \pm e_1 \pm e_2 \pm e_3 \pm \dots \pm e_n \pm e_s$$

e_s : error del Sistema de Apoyo

Conociendo la teoría de errores de los instrumentales, la metodología de trabajo, la forma en que se propagan los errores, etc. y determinando las distancias máximas desde las estaciones a los puntos a levantar (a través de una carta, foto o expeditivamente en el reconocimiento) se puede predecir los errores máximos probables.

Determinando cada uno de los errores ($e_1 ; e_2 ; e_3 ..$) se puede determinar la suma de ellos

$$K = \pm e_1 \pm e_2 \pm e_3 \dots$$

De esta forma la ecuación original quedará reducida a una ecuación con una sola incógnita. - el error admisible en el Sistema de Apoyo -

$$e_f = \pm K \pm e_s$$

$$e_f^2 = K^2 + e_s^2$$

$$\text{luego : } e_s^2 = e_f^2 - K^2 \rightarrow e_s = \pm \sqrt{e_f^2 - K^2}$$

Continuando con el ejemplo antes expuesto, analicemos el caso del punto determinado por un levantamiento polar y analicemos el siguiente

Ejemplo: supongamos se utilice una estación total PENTAX PCS 315 - cuya precisión en la medición de la distancia (apuntando a prismas ubicados sobre una base nivelante) $dl = \pm 3 \text{ mm}$ (y ubicando los prismas sobre un bastón centrador con verticalizador) $dl = \pm 2 \text{ cm}$.

Y una precisión angular: $d\alpha = \pm 7''$ (para la doble posición); y $d\alpha = \pm 10''$ (para una observación en una sola posición)

En ambos casos, sin considerar los errores instrumentales: colimación - inclinación – verticalidad - etc. Y los errores accidentales de puntería, centración, lectura, etc).-



Partiendo del supuesto que el error planimétrico admisible para cualquier punto levantado (**error final**) sea inferior a : $dR = \pm 10 \text{ cm}$ (círculo de error de radio $R= 0.10 \text{ m}$); y el error altimétrico máximo admisible: $dh = \pm 20 \text{ cm}$.

Estimando la distancia $FR = 150 \text{ m}$ y suponiendo que en R se coloca una estaca, lo cual permite colocar un prisma montado sobre una base nivelante de centración forzosa, asegurando un error en la medición de la distancia de medir el ángulo en las dos posiciones resulta:

$$\Delta X = L \cdot \cos \varphi \rightarrow \text{diferenciando} \rightarrow dx = L \cdot (-\text{sen } \varphi) \cdot d\varphi + \cos \varphi \cdot dL$$

$$\Delta Y = L \cdot \sin \varphi \rightarrow \text{diferenciando} \rightarrow dy = L \cdot (\cos \varphi) \cdot d\varphi + \sin \varphi \cdot dL$$

en nuestro ejemplo: $\pm dx \pm dy = dR = \pm 10\text{cm}$.

$$dR = L \cdot (-\sin \varphi) \cdot d\varphi \pm \cos \varphi \cdot dL \pm L \cdot (\cos \varphi) \cdot d\varphi \pm \sin \varphi \cdot dL$$

La precisión en la medición angular que nos brinda el equipo es de 7"

Pero resulta que realizamos dos punterías y tomamos dos lecturas: Uno cuando forzamos un valor angular para orientar el instrumento y otro cuando tomamos lectura sobre la señal de puntería en "R", es decir hemos realizado dos apuntes y hemos tomado dos lecturas, por tal motivo la precisión del resultado se verá perjudicado en:

$$d\varphi = \pm 7'' \cdot \sqrt{2}$$

Por otra parte, si al ángulo lo medimos en dos posiciones, la precisión del resultado se verá mejorado en $\sqrt{2}$.

finalmente: $d\varphi = \pm 7'' \rightarrow$ por otra parte, como en nuestro análisis no nos interesa el error de orientación, podemos adoptar alguno de los valores extremos, lo cual se cumpliría para $\varphi = 0^\circ 00'$ ó para $\varphi = 90^\circ 00'$. Luego haciendo $\varphi = 0^\circ 00'$, resulta:

$$dm = \pm 1 \cdot dL \pm L \cdot d\varphi / \rho \rightarrow dm = \pm 3\text{mm} \pm 150\text{m} \cdot 7'' / 206265$$

$$dm = \pm 3\text{mm} \pm 5.1\text{mm}$$

$$**dm = \pm 5\text{mm}**$$

Y estacionándonos ahora en el punto "R" para determinar las coordenadas de un punto cualquiera, elegimos de todos ellos el punto que se encuentre más lejos de la estación:

Supongamos $L = 200\text{m}$

Pero como es este caso los puntos relevados no estarán materializados, sobre ellos se medirá la distancia con un prisma ubicado sobre un bastón centrador y el rumbo mediante una sola puntería, resulta:

$$dm = \pm dL \pm L \cdot d\varphi / \rho \rightarrow dm = \pm 2\text{cm} \pm 200\text{m} \cdot 7'' \cdot \sqrt{2} / 206265$$

$$dm = \pm 20\text{mm} \pm 9.9\text{mm}$$

$$**dm = \pm 23\text{mm}**$$

Ahora estamos en condiciones de encontrar el valor de "K", (acumulación de los errores de medición)

$$K = \pm e_1 \pm e_2 \pm e_3 \dots$$

$$K = \pm 5\text{mm} \pm 23\text{mm}$$

$$K = \pm 23.5\text{mm}$$

Finalmente, si el error planimétrico esperado es de $\pm 10\text{cm}$ en cada punto, y si queremos estar dentro de una elipse de error del 95% de confianza, entonces debemos adoptar un $\sigma = 2$, con lo cual el error máximo admisible será de $10\text{cm}/2 = 5\text{cm}$. $\rightarrow \mathbf{e_f = \pm 50\text{mm}}$.

$$e_s = \pm \sqrt{(e_f^2 - K^2)} \rightarrow e_s = \pm \sqrt{(50^2 - 23.5^2)} \rightarrow \mathbf{e_s = \pm 44\text{mm}}$$

Por lo tanto, al planificar el Sistema de Apoyo, habrá que tener en cuenta como condición necesaria y suficiente que cada uno de los vértices, que sea utilizado para la colocación de auxiliares, desde donde luego se realizará un levantamiento taquimétrico, deberá estar encerrado dentro de una elipse de error de 4.4cm.

En cuanto a la **exactitud altimétrica**:

$e_s = \pm \sqrt{(e_f^2 - K^2)}$, reemplazando $e_s = \pm \sqrt{(10\text{cm}^2 - K^2)}$, y donde K es la suma de dos errores : $K = \pm e_1 \pm e_2$

- el error producido al efectuar el traslado de la nivelación diferencial desde el sistema de apoyo altimétrico hasta el punto auxiliar “R”.
- el error altimétrico cometido al realizar la nivelación trigonométrica.

1.- Suponiendo se emplee un nivel de precisión $dh = \pm 2.5 \text{ mm} \cdot \sqrt{L \text{ Km}}$ y suponiendo una distancia máxima de 500m es decir 0.5Km.

resulta $dh_1 = \pm 2.5 \text{ mm} \cdot \sqrt{0.5}$
 $dh_1 = \pm 1.8 \text{ mm}$

2.- La nivelación trigonométrica se realiza con la estación total antes mencionada, luego para la mayor distancia que estimamos en 200m.

$$\Delta h = L \cdot \text{tg } \alpha + (1-k) \cdot L^2 / 2R + i - s$$

diferenciando

$$dh = \pm L \cdot d\alpha / \cos^2 \alpha \pm \text{tg } \alpha \cdot dL \pm (L^2 / 2R) \cdot dk \pm di \pm ds$$

reemplazando por valores (suponiendo una pendiente máxima del 30%) : $\alpha = 16^\circ 41' 57''$
 suponemos también un instrumento al cual se ha corregido el error de índice.
 Expresando las distancias en cm.:

$$dh_2 = \pm 20000 \times 10'' / (0.917451 \times 206265) \pm 0.3 \times 2\text{cm} \pm 0.31\text{cm} \times 0.13 \pm 0.15 \pm 0.1 \pm 20000 \times 1'' / (0.917451 \times 206265) \text{ (error del compensador)}$$

$$dh_2 = \pm 1.05 \text{ cm} \pm 0.6 \text{ cm} \pm 0.04 \text{ cm} \pm 0.15 \text{ cm} \pm 0.1\text{cm} \pm 0.1\text{cm}$$

$$dh_2 = \pm 1.23 \text{ cm}$$

Finalmente $dh = \pm dh_1 \pm dh_2$

$$dh = \pm 2.2 \text{ cm.}$$

$$e_s = \pm \sqrt{(e_f^2 - K^2)}$$

$$e_s = \pm \sqrt{(10^2 - 2.2^2)}$$

$$e_s = \pm 9.7 \text{ cm}$$

Lo cual es un valor muy generoso para el intervalo de confianza de un punto del sistema de apoyo altimétrico.

Este resultado obtenido, nos tienta a realizar la vinculación desde el Sistema de Apoyo altimétrico al punto “R”, empleando nivelación trigonométrica, veamos:

$$dh_1 = \pm 50000 \times 10'' / (0.917451 \times 206265) \pm 0.3 \times 0.3\text{cm} \pm 1.96\text{cm} \times 0.13 \pm 0.15 \pm 0.1 \pm 50000 \times 1'' / (0.917451 \times 206265) \text{ (error del compensador)}$$

$$dh_1 = \pm 2.64\text{cm} \pm 0.09\text{cm} \pm 0.25\text{cm} \pm 0.15\text{cm} \pm 0.1\text{cm} \pm 0.26\text{cm}$$

$$dh_1 = \pm 2.67\text{cm}$$

Nuevamente $dh = \pm dh_1 \pm dh_2 = \pm 2.67 \pm 1.23$

$$dh = \pm 3 \text{ cm.}$$

$$e_s = \pm \sqrt{(e_f^2 - K^2)}$$

$$e_s = \pm \sqrt{(10^2 - 3^2)}$$

$$e_s = \pm 9.5 \text{ cm}$$

Lo cual sigue siendo un valor muy generoso que inducirá a pensar también en realizar la nivelación del sistema altimétrico empleando nivelación trigonométrica simultánea y recíproca.

En las redes altimétricas, de aplicarse nivelación trigonométrica, ésta deberá ser siempre simultánea y recíproca.⁹

Realizando la reciprocidad corregimos el error de esfericidad de la tierra y realizando la simultaneidad, el error de refracción. Es precisamente éste último un valor desconocido, estimado normalmente en 0.13 o 0.20 para los cálculos¹⁰, y generalmente para la acotación de errores, estimamos el error de su determinación con un valor igual al valor mismo, es decir $dK = \pm 0.13$; sin embargo, en una serie de 48 observaciones que se realizaron en un práctico de esta cátedra, para el cruce la nivelación a través del lago San Roque, realizado en años anteriores, determinamos un valor de $k > 1.6$

Iguales resultados obtuvimos en la Cordillera de los Andes, a más de 4000m de altura, la determinación del valor de k , arrojó resultados muy variados y dispares, pero todos por arriba de 1.-



Anexo 1

Levantamientos Combinados

Realizados con GPS y Estación total

Coordenadas cartesianas geocéntricas y coordenadas locales.

Escrito especialmente para la Cátedra por el Agrim. Ruben Rodríguez (¹¹)

La tecnología GPS para la determinación de coordenadas tridimensionales de los puntos geodésicos encuentra en muchas oportunidades la necesidad de combinarse con mediciones topográficas convencionales, es decir ángulos, distancias y desniveles, obtenidos por medio de una estación total, o el uso de un teodolito y un distanciómetro y también, en algunos casos no tan frecuentes actualmente, la medición de distancias con cintas o en forma estadimétrica.

Las coordenadas obtenidas de las mediciones GPS deben estar expresadas en forma cartesiana X, Y, Z a fin de calcular $\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$ del vector, y la latitud y la longitud del extremo que coincide con el punto de arranque de la medición terrestre.

Para las coordenadas locales se le asignan valores arbitrarios a dicho punto de arranque. Mediante la medición de un ángulo α (también a partir de una orientación arbitraria), de la distancia s (inclinada) y del ángulo vertical a , se calculan las coordenadas del otro extremo.

Para facilitar la identificación de este tipo de coordenadas y evitar confusiones llamaremos $\Delta n, \Delta e, \Delta u$ a las diferencias de coordenadas locales.

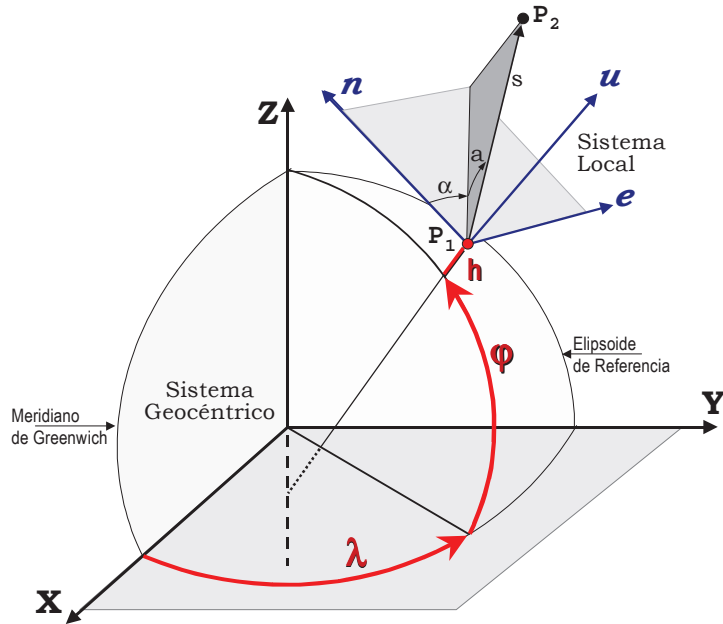
En el caso de tratarse de una poligonal el vector será el resultante de la suma de los sucesivos

⁹ Nota del corrector: Es interesante mencionar, que el cálculo del desnivel en la nivelación trigonométrica debería realizarse en dos pasos para comparar el desnivel 1-2 con el 2-1 puesto que el cálculo único, cuyo resultado final será igual al primero, puede ocultar un error de en una de las mediciones. Es un caso poco frecuente pero lo encontré en algunas mediciones de las redes geodésicas.

¹⁰ 0.13 es el valor que recomienda Jordan. Por otra parte, 0.20 es el valor de cálculo que por defecto traen la mayoría de las estaciones totales para la corrección automática.

¹¹ Este texto es parte de un trabajo mayor, elaborado conjuntamente con Claudio Brunini para un curso dictado en el Observatorio Astronómico de La Plata

deltas en n , e y u .



El problema se resuelve mediante dos rotaciones, expresadas por una matriz cuadrada ($R1$), multiplicada por el vector de los deltas X , Y y Z que nos proporcionará un juego de deltas n , e y u .

$$R1 : \begin{vmatrix} -(\text{sen } \phi \text{ cos } \lambda) & -(\text{sen } \phi \text{ sen } \lambda) & \text{cos } \phi \\ -(\text{sen } \lambda) & \text{cos } \lambda & 0 \\ \text{cos } \phi \text{ cos } \lambda & \text{cos } \phi \text{ sen } \lambda & \text{sen } \phi \end{vmatrix}$$

Luego el producto es

$$\begin{vmatrix} \Delta n \\ \Delta e \\ \Delta u \end{vmatrix} = R1. \begin{vmatrix} \Delta X \\ \Delta Y \\ \Delta Z \end{vmatrix}$$

En el caso frecuente de considerarse al vector GPS como de orden superior, la verificación se resuelve del siguiente modo:

- 1) en planimetría, dado que no disponemos del acimut de partida se comparan las distancias resultantes de aplicar el teorema de Pitágoras a ambos pares de Δn , Δe ,
- 2) en altimétrica a través de los Δu .

Para el caso inverso, es decir convertir un vector local en uno cartesiano geocéntrico la matriz de rotación es la traspuesta de $R1$, es decir

$$R2 : \begin{vmatrix} -(\text{sen } \phi \text{ cos } \lambda) & -(\text{sen } \lambda) & \text{cos } \phi \text{ cos } \lambda \\ -(\text{sen } \phi \text{ sen } \lambda) & \text{cos } \lambda & \text{cos } \phi \text{ sen } \lambda \\ \text{cos } \phi & 0 & \text{sen } \phi \end{vmatrix}$$

Luego el producto es

$$\begin{vmatrix} \Delta X \\ \Delta Y \\ \Delta Z \end{vmatrix} = R2. \begin{vmatrix} \Delta n \\ \Delta e \\ \Delta u \end{vmatrix}$$

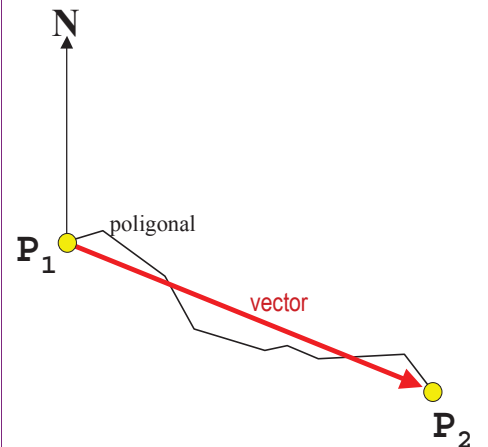
Ejercicio N° 11:

1) Hemos obtenido las coordenadas locales de los dos extremos de una poligonal, luego de haberla medido con Estación Total.

Hemos fijado coordenadas locales $n = 1.000$; $e = 3.000$; $u = 100$ para el vértice “ P_1 ”, origen del vector.

Hemos orientado el primer lado respecto a un Norte aproximado. Obteniendo las siguientes coordenadas para el vértice “ P_2 ”

$n = 6.317,795$; $e = 17.815,803$; $u = 46.42$



2) Posteriormente, medimos ambos extremos del vector con **GPS**, obteniendo:

P_1 : LAT - 33 42 05.9443 ; LON - 61 36 51.4636 ; h 127.89

P_2 : LAT - 33 39 28.4242 ; LON - 61 27 10.1313 ; h 113.72

- Deseamos calcular el valor del vector inclinado resultante entre los dos extremos de la poligonal, compararlo con la magnitud del Vector GPS, y la elipse de las diferencias
- Ajustar la poligonal conforme al azimut verdadero y el valor GPS del vector.

1) Cálculo de las diferencias de coordenadas

$$\Delta n = 5.317,795 ; \Delta e = 14.815,803; \Delta u = - 33.58$$

2) Magnitud del vector proyectado sobre el plano horizontal

$$s' = 15.741,250 \text{ m} ; \text{Rumbo horiz. } \alpha \text{ (aprox.): } 70^\circ 15' 20''$$

3) Ángulo vertical a

$$a = \text{atan} (- 33.58\text{m} / 15.741,250\text{m}) = 0^\circ 07'20''$$

4) Magnitud del vector inclinado

$$s = 15.741,286 \text{ m}$$

5) Conversión de Coordenadas (elipsoidicas a cartesianas)

<p>Coordinate Point Definition</p> <p>Name: Unnamed</p> <p>Latitude: -33 42 5.9443 [DEG]</p> <p>Longitude: -61 36 51.4636</p> <p>Local Ellip. Ht: 127.89 [M]</p> <p>Scale Factor: []</p> <p>Convergence: []</p> <p>Coordinate System Geodetic Latitude / Longitude, WGS 1984 [Molodensky method]</p>	<p>Coordinate Point Definition</p> <p>Name: Unnamed</p> <p>X: 2525254.055 [M]</p> <p>Y: -4673146.133 [M]</p> <p>Z: -3519034.330 [M]</p> <p>Scale Factor: []</p> <p>Convergence: []</p> <p>Coordinate System XYZ Cartesian ECEF, Earth Centered Earth Fixed, WGS 1984 [Molodensky method]</p>
--	--

<p>Coordinate Point Definition</p> <p>Name: Unnamed</p> <p>Latitude: -33 39 28.4242 [DEG]</p> <p>Longitude: -61 27 10.1313</p> <p>Local Ellip. Ht: 113.72 [M]</p> <p>Scale Factor: []</p> <p>Convergence: []</p> <p>Coordinate System Geodetic Latitude / Longitude, WGS 1984 [Molodensky method]</p>	<p>Coordinate Point Definition</p> <p>Name: Unnamed</p> <p>X: 2539695.245 [M]</p> <p>Y: -4668364.300 [M]</p> <p>Z: -3514987.788 [M]</p> <p>Scale Factor: []</p> <p>Convergence: []</p> <p>Coordinate System XYZ Cartesian ECEF, Earth Centered Earth Fixed, WGS 1984 [Molodensky method]</p>
---	--

P1 X 2525254.055 Y -4673146.133 Z -3519034.330

P2 X 2539695.245 Y -4668364.300 Z -3514987.788

$\Delta X: 14.441,190$

$\Delta Y: 4.781,833$

$\Delta Z: 4.046,542$

6) Magnitud del vector inclinado

7) $s = \sqrt{(14.441,190)^2 + (4.781,833)^2 + (4.046,542)^2} = 15.741,296 \text{ m}$

8) Generación de la Matriz cuadrada

$$R1 : \begin{vmatrix} 0.263787058 & -0.48815503 & 0.831938132 \\ 0.879767217 & 0.47540472 & 0 \\ 0.395507314 & -0.731911893 & -0.554868403 \end{vmatrix}$$

9) Producto de Matrices

$$\begin{vmatrix} 14.441,190 \\ 4.781,833 \\ 4.046,542 \end{vmatrix} \cdot R1 = \begin{vmatrix} 4841,595781 \\ 14978,19148 \\ -33,5824689 \end{vmatrix}$$

10) Magnitud del vector proyectado sobre el plano horizontal

$$s' = \sqrt{(4841.596)^2 + (14978.191)^2} = 15.741,259 \text{ m} ; \text{ Rumbo horiz. (verdadero): } 72^\circ 05' 13''$$

11) Diferencia horizontal

$$Ds' = 15.741,250 - 15.741,259 = -0,009 \text{ m}$$

12) Si la diferencia obtenida está dentro de la elipse de confianza que nos hemos impuesto, luego recalculamos las coordenadas locales de los vértices de la poligonal, pero con la orientación correcta y la corrección obtenida de la medición GPS.

$$P2 \rightarrow n = 5.841,593 \\ e = 14.978,191$$

13) Diferencia de altura elipsoidal

$$\Delta h = h_2 - h_1 = -14.17 \text{ m}$$

14) Corrección por esfericidad:

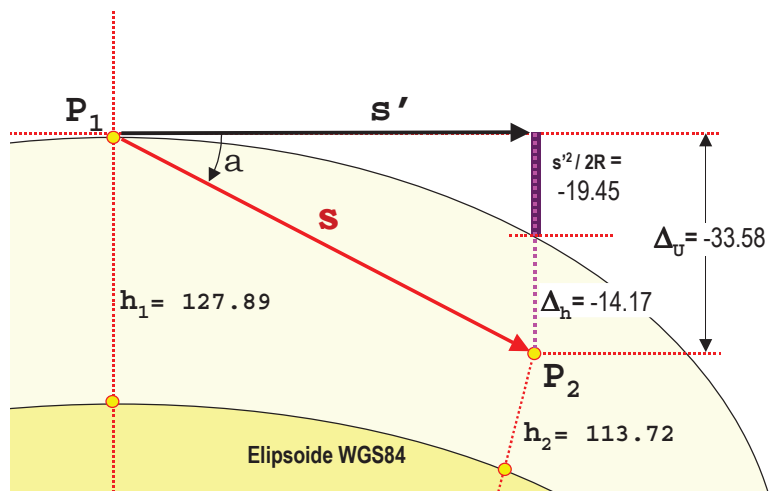
$$s'^2 / 2R = -19.45 \text{ m}$$

15) Cálculo de la altura

$$-14.17 \text{ m} - 19.45 \text{ m} \\ u = -33.62 \text{ m}$$

16) Diferencia de altura

$$dU = -33.62 \text{ m} + 33.58 = -0.04 \text{ m}$$



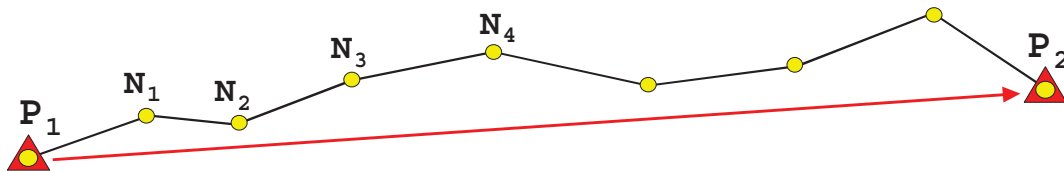
Anexo 2

Medición y cálculo de una poligonal intercalada Entre dos puntos GPS o dos vértices de una red

Escrito especialmente para la Cátedra por el Agrim. Ruben Rodríguez

1) Datos:

Coordenadas Gauss Krüger de P_1 y P_2 que no tienen pilar de acimut



2) Medición de una poligonal intercalada entre ambos puntos con vértices $N_1; N_2; N_3; \dots$
Lados $P_1-N_1; N_1-N_2; N_2-N_3; \dots N_n-P_2$
Ángulos $P_1-N_1-N_2; N_1-N_2-N_3; \dots N(n-1)-N_n-P_2$

3) Cálculo:

3.1) En coordenadas locales P_1 $x=0$; $y=0$; Az $P_1-N_1=0$

3.2) Verificación por comparación de la distancia P_1-P_2 de las coordenadas locales obtenidas en 3.1 con la misma distancia obtenida de las coordenadas Gauss Krüger (teniendo en cuenta m) aceptando una cierta tolerancia

3.3) A partir de las coordenadas locales y Gauss Krüger de P_1 y P_2 determinar los parámetros de transformación (traslaciones, giro y escala).
Una solución está en Kissam, edición 1966, página 346

3.4) Transformar mediante los parámetros determinados en 3.3 todas las coordenadas locales

3.5) Como subproducto tenemos los acimutes de todos los lados de la poligonal en el plano Gauss Krüger, en particular P_1-N_1 y P_2-N_n que proporcionan acimut de arranque para los puntos que no lo contaban

3.6) Una verificación del cálculo es obtener las distancias Gauss Krüger de $P_1-N_1; N_1-N_2; \dots$ que divididas por m (particular o general, dependiendo de la extensión) deben ser iguales a las medidas con un cierto margen de indecisión