



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**POSICIONAMIENTO DIFERENCIAL GPS Y
TRANSFORMACIONES DE COORDENADAS PARA EL
PROYECTO PUMAGUA EN C. U.**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO GEOMÁTICO

PRESENTA:

FERNANDO RODRÍGUEZ ESCOBAR



DIRECTOR: ING. VICTOR MANUEL MOZO Y TENORIO

JUNIO 2009

DEDICATORIAS

A MI MADRE BERTHA E. ESCOBAR ÁVILA:

Porque, gracias a tí, termine mis estudios, realice una excelente familia gracias a tus consejos y; por supuesto, me ayudaste a ser una mejor persona, un buen hijo y aprender a ser un padre ejemplar. GRACIAS POR TU APOYO.

A MI PADRE FERNANDO RODRÍGUEZ RAMÍREZ:

Con tu esfuerzo y tu último aliento dejaste a un gran hombre que supo cumplir una gran promesa y que tratará de sacar adelante a la familia que dejó en manos del destino. GRACIAS POR SER UN GRAN PADRE Y UN GRAN SER HUMANO HASTA EL FINAL.

A MIS HERMANOS JORGE A. Y LUCERO RODRÍGUEZ ESCOBAR:

Que con mis desvelos, y mis esfuerzos los afectaba en la vida cotidiana y que siempre me daban mi lugar.

A MI ESPOSA L. MARIANA P. SOTELO:

Dado que siempre me apoyaste, me ayudabas, me dabas fuerzas para continuar con el camino que trace desde el principio y terminarlo exitosamente.

A MI HIJA MA. FER RODRÍGUEZ P.:

Porque al final fuiste mi fuente de inspiración para terminar con la finalidad de que elijas el camino que tu prefieras, pero con respeto y responsabilidad para que me hagas sentir orgulloso de tí.

A MIS CUÑADOS IVAN ZAMORA Y PAOLA P. SOTELO:

Porque estuvieron ahí a pesar de que tenían otras cosas que hacer y me regalaron de su tiempo para poder terminar.

A MI DIRECTOR DE TESIS ING. VICTOR MOZO:

Que siempre tuvo confianza en mí para terminar esta etapa en mi vida y poder ejercer esta noble profesión con ética y de manera eficiente.

A MIS SINODALES LOS INGS. ERICK DE VALLE, BENITO GOMEZ, CASIANO JIMENEZ Y RAYMUNDO ARVIZU:

Que son los profesores de mayor confianza y me entregaron su conocimiento para poderlo aplicar en el futuro para el bienestar tanto de mi país como para el de mi familia.

INDICE

INTRODUCCIÓN	i
I. ASPECTOS GENERALES DE NAVEGACIÓN GPS Y SU USO.	1
1.1 Evolución del GPS.	2
1.2 Descripción del GPS.	8
1.3 Segmento Espacial.	12
1.4 Segmento de Control.	14
1.5 Segmento de Usuarios.	16
II. ASPECTOS GENERALES DE LAS REDES GEODÉSICAS.	18
2.1 Instrucciones Generales para la triangulación.	20
2.2 Compensación de la Red Astrónomo-Geodésica.	29
2.3 Red Geodésica Nacional Activa del INEGI.	38
2.4 Estación de Referencia de Facultad de Ingeniería de la División de Ingenierías Civil y Geomática.	46
III. CALCULO DEL POSICIONAMIENTO DIFERENCIAL GPS.	52
3.1 Procedimiento de Posproceso de mediciones con el Sistema de Posicionamiento Diferencial GPS.	53
3.2 Conversión de Coordenadas Geográficas a una proyección Universal Transversa de Mercator (UTM).	56
3.3 Conversión de Coordenadas Geográficas a Coordenadas Ortogonales o Topográficas.	65
IV. IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA LOCAL.	70
4.1 Información Técnica del equipo e instrumentación.	72
V. ESTABLECIMIENTO DE PUNTOS DE CONTROL.	73
5.1 Ubicación geográfica de los puntos de control terrestre.	76
VI. CONCLUSIONES.	84
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.	85
APÉNDICE.	87

INTRODUCCIÓN.

En el presente trabajo se dan a conocer los aspectos generales del sistema GPS y sus múltiples aplicaciones, al igual que sus antecedentes, el sistema TRANSIT y el Sputnik. Igualmente se describe a detalle el funcionamiento del sistema al igual que sus componentes; claramente, entre ellos están los segmentos espacial, de control y de usuario.

También se da a conocer la idea general y los antecedentes de las redes geodésicas en los momentos en el que se usaban los teodolitos y las observaciones astronómicas para la obtención de las coordenadas geográficas con gran precisión. A partir de estas coordenadas se pueden calcular dichas triangulaciones, trilateraciones o inclusive triangulateraciones; al igual que los cálculos de topografía, se realizan compensaciones de dichos datos. Dichos cálculos fueron el principio de las redes geodésicas por satélite. Parte de este tema tan interesante, se encuentra la Red Geodésica Nacional Activa del INEGI, que es la fuente de la propagación de coordenadas de todo el país. A partir de esto, la Facultad de Ingeniería de la UNAM creó una estación de referencia en la División de Ingenierías Civil y Geomática que en un futuro podría ser parte de la Red Geodésica Activa Nacional.

Parte de esta investigación se dedicó a determinar el procedimiento del cálculo del posicionamiento diferencial, la información obtenida en campo para posprocesarla y obtener coordenadas con precisión en milímetros, para después realizar los cálculos necesarios como la conversión en proyección UTM y en coordenadas topográficas para este proyecto y sus múltiples aplicaciones.

Con esta información puede implementarse un sistema local que es lo que se pretende para esta parte del proyecto. Inclusive se presenta la información técnica del equipo para poder realizar una especie de red geodésica dentro del campus universitario.

Teniendo eso en cuenta, se propuso una metodología para ubicar los establecimientos de los puntos de control y realizar el cálculo pertinente para los puntos de control y resolver la problemática con respecto a la logística planeada en esta publicación.

I.- ASPECTOS GENERALES DE NAVEGACIÓN GPS Y SU USO.

En este capítulo se darán a conocer los aspectos generales del uso y la justificación del uso y manejo adecuado del sistema de navegación más utilizado en el mundo. En dicho capítulo se dan a conocer los inicios del posicionamiento global para ubicación precisa de puntos sobre la geometría terrestre.

El Global Positioning System (GPS) o Sistema de Posicionamiento Global (más conocido con las siglas GPS, aunque su nombre correcto es NAVSTAR-GPS) es un Sistema Global de Navegación por Satélite (GNSS) que permite determinar en todo el mundo la posición de un objeto, una persona, un vehículo o una nave, con una precisión hasta de centímetros, usando GPS diferencial, aunque lo habitual son unos pocos metros. Aunque su invención se atribuye a los gobiernos francés y belga, el sistema fue desarrollado e instalado, y actualmente es operado por el Departamento de Defensa de los Estados Unidos.

El GPS funciona mediante una red de 27 satélites (24 operativos y 3 de respaldo) en órbita sobre el globo, a 20.200 km, con trayectorias sincronizadas para cubrir toda la superficie de la Tierra. Cuando se desea determinar la posición, el receptor que se utiliza para ello localiza automáticamente como mínimo tres satélites de la red, de los que recibe unas señales indicando la posición y el reloj de cada uno de ellos. Con base en estas señales, el aparato sincroniza el reloj del GPS y calcula el retraso de las señales; es decir, la distancia al satélite. Por "triangulación" calcula la posición en que éste se encuentra. La triangulación en el caso del GPS, a diferencia del caso 2-D que consiste en averiguar el ángulo respecto de puntos conocidos, se basa en determinar la distancia de cada satélite respecto al punto de medición. Conocidas las distancias, se determina fácilmente la propia posición relativa respecto a los tres satélites. Conociendo además las coordenadas o posición de cada uno de ellos por la señal que emiten, se obtiene la posición absoluta o coordenadas reales del punto de medición. También se consigue una exactitud extrema en el reloj del GPS, similar a la de los relojes atómicos que llevan a bordo cada uno de los satélites.

1.1.- EVOLUCIÓN DEL GPS.

En 1957 la Unión Soviética lanzó al espacio el satélite Sputnik I, que era monitorizado mediante la observación del Efecto Doppler de la señal que transmitía. Debido a este hecho, se comenzó a pensar que, de igual modo, la posición de un observador podría ser establecida mediante el estudio de la frecuencia Doppler de una señal transmitida por un satélite cuya órbita estuviera determinada con precisión.

La Armada estadounidense rápidamente aplicó esta tecnología, para proveer a los sistemas de navegación de sus flotas de observaciones de posiciones actualizadas y precisas. Así surgió el sistema TRANSIT, que quedó operativo en 1964, y hacia 1967 estuvo disponible, además, para uso comercial.

Las actualizaciones de posición, en ese entonces, se encontraban disponibles cada 40 minutos y el observador debía permanecer casi estático para poder obtener información adecuada.

Posteriormente, en esa misma década y gracias al desarrollo de los relojes atómicos, se diseñó una constelación de satélites, portando cada uno de ellos uno de estos relojes y estando todos sincronizados con base en una referencia de tiempo determinada.

En 1973 se combinaron los programas de la Armada y el de la Fuerza Aérea de los Estados Unidos (este último consistente en una técnica de transmisión codificada que proveía datos precisos usando una señal modulada con un código de ruido pseudo-aleatorio (PRN = Pseudo-Random Noise), en lo que se conoció como Navigation Technology Program, posteriormente renombrado como NAVSTAR GPS.

Entre 1978 y 1985 se desarrollaron y lanzaron once satélites prototipo experimentales NAVSTAR, a los que siguieron otras generaciones de satélites, hasta completar la constelación actual, a la que se declaró con «capacidad

operacional inicial» en diciembre de 1993 y con «capacidad operacional total» en abril de 1995.

En 1994, este país ofreció el servicio normalizado de determinación de la posición para apoyar las necesidades de la OACI, y ésta aceptó el ofrecimiento.

Se pueden determinar las posiciones de puntos en la superficie terrestre en forma tridimensional al observar el cambio de frecuencia Doppler de las transmisiones de radio desde los satélites del TRANSIT o U. S. Navy Navigation Satellite System, que sirvieron como base para la obtención de la posición con la constelación NAVSTAR.

Puesto que las observaciones de satélites Doppler usualmente se realizan para establecer el control horizontal, la clasificación de de las posiciones resultantes deberán hacerse de acuerdo con las normas de precisión adoptadas para otros tipos de levantamientos de control horizontal. El rango de la región de confianza de 95% que representa la precisión posicional relativa de dos estaciones Doppler adyacentes depende de varios factores que deben considerarse en la etapa de diseño así como al tratar de clasificar las posiciones de las estaciones horizontales como de primero, segundo, tercero o cuarto orden.

Para marzo de 1980 existían 5 satélites operacionales dentro del U. S. Navy Navigation System (TRANSIT) en órbitas polares circulares a 1, 000 km sobre la superficie terrestre. Cada período orbital es aproximadamente de 106 minutos de tiempo y durante este periodo *la rotación* de la tierra es de 26.8 grados de arco. Las órbitas de los satélites estaban más o menos fijas con respecto a las estrellas, pero hay pequeñas precesiones de los planos orbitales que suman unos cuantos grados de arco al año (Figura 1). Se pueden desconectar los satélites individualmente cuando sus planos orbitales están cerca uno al otro y hay interferencia frecuente.

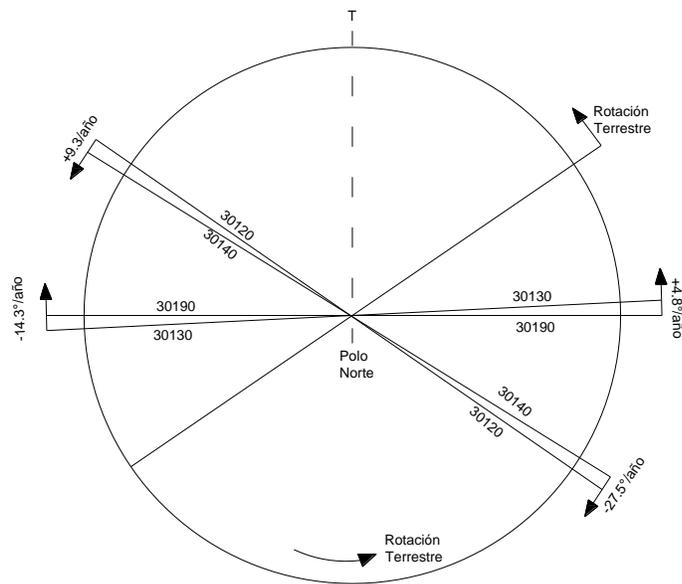


FIGURA 1.- VISIÓN EN EL POLO NORTE DE LA SEPARACIÓN ORBITAL DE LOS SATELITES OPERACIONALES, TRANSIT MARZO 1979.

El Sistema de Satélites TRANSIT fue concebido por F. T. McLure en el laboratorio de Física Aplicada (APL) de la Universidad de Johns Hopkins y APL continuó proporcionando apoyo técnico para el mantenimiento y mejora del sistema en esos días.

Los satélites transmiten en dos frecuencias coherentes ultra-sensibles de 400 MHz y 150 MHz con una fase modulada de datos de 400 MHz para dar, tanto Tiempo Universal (U. T.), como la información de posición orbital (efemérides) a intervalos de dos minutos.

El Servicio Geodésico de Canadá utilizó efemérides precisas para establecer una red de estaciones base (la red básica Doppler) en el período de 1974 a 1976. La densificación de esta red llevada a cabo desde principios de 1977 utiliza solamente datos de efemérides radiodifundidas e involucra la reocupación de pares de estaciones básicas Doppler.

El procesamiento posterior de los datos Doppler satelitales involucran cuatro etapas principales:

1. *Selección mayoritaria* para condensar y editar los datos no depurados registrados por el receptor.
2. *El procesamiento preliminar* para eliminar los pasos no aceptables geoméricamente, para incluir información meteorológica y para preparar datos de ajuste de entrada.
3. *Solución de una sola estación* (utilizando todos los pasos registrados por un receptor en un solo sitio para eliminar datos no aceptables estadísticamente, para evaluar el funcionamiento del receptor y para preparar el archivo de datos editados.
4. *Solución de varias estaciones* (utilizando archivos de datos obtenidos de la etapa 3) para todas las estaciones observadas durante un periodo de tiempo específico. Estos valores de coordenadas tendrían que pasar por unas transformaciones adicionales (3 traslaciones y una o más rotaciones) para transformarlos al sistema local de coordenadas geodésicas definidas por las coordenadas adoptadas para la o las estaciones base.

Por lo general se llevaba a cabo la selección mayoritaria utilizando una computadora.

Los receptores que eran más actualizados a veces incorporaban una opción con la cual solamente los datos “seleccionados por mayoría” están registrados en cada casete, pero había algunos riesgos. Por lo general, los receptores más recientes podían almacenar tantos pasos como eran registrados por el receptor durante el tiempo requerido para descargar una batería de 12-Volts.

Para que se les permitiera la posibilidad de tratar de modular los efectos de la refracción ionosférica de más alto orden, se recomendaba registro explícito del conteo Doppler de 400 a 150 MHz tanto para los datos no depurados como para los seleccionados de mayoría.

Hay que ajustar una curva a cada uno de los tres parámetros variables después de que hayan sido descifrados.

Estas funciones de ajuste y los parámetros fijos se utilizan para computar la órbita del satélite, La órbita computada tiene que ser transformada del sistema orbital de coordenadas (parámetros keplerianos) al sistema cartesiano geocéntrico de x, y, z. Un polinomio Chebychev de octavo orden se ajusta a los puntos de datos cartesianos para dar una representación continua de la órbita.

Entre las pruebas de aceptabilidad que se llevan a cabo para cada paso se incluyen:

- Validez del número de identificación del satélite.
- Validez de las diferencias del conteo Doppler.
- Validez de los valores de parámetros orbitales.
- Número adecuado de pares de conteos de dos frecuencias.
- El ángulo máximo de elevación del satélite de más de 14.5° .

Hoy en día el GPS está evolucionando hacia un sistema más sólido (GPS III), con una mayor disponibilidad y que reduzca la complejidad de las aumentaciones GPS. Algunas de las mejoras previstas comprenden:

Incorporación de una nueva señal en L2 para uso civil.

Adición de una tercera señal civil (L5): 1176,45 MHz

Protección y disponibilidad de una de las dos nuevas señales para servicios de Seguridad Para la Vida (SOL).

Mejora en la estructura de señales.

Incremento en la potencia de señal (L5 tendrá un nivel de potencia de -154 dB).

Mejora en la precisión (1 – 5 m).

Aumento en el número de estaciones monitorizadas: 12 (el doble)

Permitir mejor interoperabilidad con la frecuencia L1 de Galileo

El programa GPS III persigue el objetivo de garantizar que el GPS satisfará requisitos militares y civiles previstos para los próximos 30 años. Este programa se está desarrollando para utilizar un enfoque en 3 etapas (una de las etapas de transición es el GPS II); muy flexible, permite cambios futuros y reduce riesgos. El desarrollo de satélites GPS II comenzó en 2005, y el primero de ellos estará disponible para su lanzamiento en 2012, con el objetivo de lograr la transición completa de GPS III en 2017. Los desafíos son los siguientes:

Representar los requisitos de usuarios, tanto civiles como militares, en cuanto a GPS.

Limitar los requisitos GPS III dentro de los objetivos operacionales.

Proporcionar flexibilidad que permita cambios futuros para satisfacer requisitos de los usuarios hasta 2030.

Proporcionar solidez para la creciente dependencia en la determinación de posición y de hora precisa como servicio internacional.

1.2.- DESCRIPCION DEL GPS.

Empezamos con la pregunta básica: ¿Qué es el Sistema de Posicionamiento Global (GPS)? El Sistema de Posicionamiento Global es un sistema de posicionamiento y navegación espacial que fue por la Milicia de los E.U. para permitir que un solo soldado o un grupo de soldados de manera autónoma para determinar su posición dentro de los 10 a 20 metros de la veracidad. El concepto de autonomía era importante en el que era necesario para diseñar un sistema permitiendo al soldado para poder determinar donde estaban si ninguna otra comunicación de radio (o de otra manera). En otras palabras, con un solo, receptor unidireccional cuyo uso no se podría detectar por los hostiles potenciales.

Puesto que la milicia de los E.E.U.U. es en verdad una fuerza global, es asimismo necesario que el sistema proporcione la cobertura en todo el mundo, y que la cobertura está disponible las 24 horas del día. Al mismo tiempo, tenía una seguridad militar en la que la milicia de los E.E.U.U. tuvo que tener la capacidad de negar cualquier nexo con los hostiles, en cuanto al uso del sistema se trata sin degradar su propio uso.

En última instancia, está previsto que cada soldado y cada uno de los vehículos militares están equipados con un receptor GPS.

El funcionamiento del GPS es muy básico, el principio se enuncia a continuación.

La situación de los satélites es conocida por el receptor con base en las efemérides (5 parámetros orbitales Keplerianos), parámetros que son transmitidos por los propios satélites. La colección de efemérides de toda la constelación se completa cada 12 min y se guarda en el receptor GPS.

El receptor GPS funciona midiendo su distancia a los satélites, y usa esa información para calcular su posición. Esta distancia se mide calculando el tiempo que la señal tarda en llegar al receptor. Conocido ese tiempo y basándose en el hecho de que la señal viaja a la velocidad de la luz (salvo algunas correcciones que se aplican), se puede calcular la distancia entre el receptor y el satélite.

Cada satélite indica que el receptor se encuentra en un punto en la superficie de la esfera, con centro en el propio satélite y de radio la distancia total hasta el receptor.

Obteniendo información de dos satélites se nos indica que el receptor se encuentra sobre la circunferencia que resulta cuando se intersectan las dos esferas.

Si adquirimos la misma información de un tercer satélite notamos que la nueva esfera solo corta la circunferencia anterior en dos puntos. Uno de ellos se puede descartar porque ofrece una posición absurda. De esta manera ya tendríamos la posición en 3-D. Sin embargo, dado que el reloj que incorporan los receptores GPS no está sincronizado con los relojes atómicos de los satélites GPS, los dos puntos determinados no son precisos.

Teniendo información de un cuarto satélite, eliminamos el inconveniente de la falta de sincronización entre los relojes de los receptores GPS y los relojes de los satélites. Y es en este momento cuando el receptor GPS puede determinar una posición 3-D exacta (latitud, longitud y altitud). Al no estar sincronizados los relojes entre el receptor y los satélites, la intersección de las cuatro esferas con centro en estos satélites es un pequeño volumen en vez de ser un punto. La corrección consiste en ajustar la hora del receptor de tal forma que este volumen se transforme en un punto.

El GPS está lejos de ser el único sistema de la radionavegación que existe. Incluso antes de la Segunda Guerra Mundial, varios esquemas fueron probados para proporcionar la posición en cruda para los barcos y los aeroplanos. Cada nuevo sistema empleado en el sistema anterior, y cada uno entre sí aumentando la exactitud, y/o la gama de utilidad. Varios sistemas desarrollados en la Segunda Guerra Mundial siguen en funcionamiento hoy en día, no obstante muchos más han sido refinados más que en sus encarnaciones anteriores.

Hoy, hay por lo menos media docena de diversos sistemas de la radionavegación incluyendo *Omega*, *Loran*, *VOR/DME*, *ILS*, *Transit*, y, por supuesto, el GPS. Los primeros cuatro son sistemas basados en tierra; los sistemas *Transit* y GPS ambos son basados en el espacio. Los rusos también gestionan un sistema llamado GLONASS que es similar al GPS pero ha sido hasta ahora lejos de ser confiable.

Los sistemas terrestres de Omega y de Loran son muy similares en esto ambos emplean técnicas de diferencia de llegada, con Omega midiendo la diferencia de fase y el Loran que midiendo la diferencia de tiempo del señales a partir de dos o más transmisores. Estos transmisores mandan ondas portadoras de muy baja frecuencia de las cuales son de 26 kilómetros de longitud de Omega; a 2.5 kilómetros de Loran.

La ventaja es que la longitud de onda larga es capaz de hacer un “túnel” a través de la atmósfera por un “despido” de la parte inferior de la ionósfera (una capa de partículas eléctricamente cargadas en la parte superior de la atmósfera)

para grandes distancias. Este fenómeno se conoce como “canalización de la forma de onda”.

De hecho, este fenómeno es tan eficaz, que la cobertura global total es alcanzada por Omega con solamente ocho transmisores. La desventaja es la baja precisión debido a la larga longitud de onda: 6 kilómetros de error potencial de Omega.

Mientras que la precisión de Loran es tan alta como 450 metros, solamente el 10% de cobertura global esta dado por las “cadenas” de Loran.

Los sistemas de aviación tales como el VOR/DME (Very High Frequency, Omnidirectional Ranging/Distance Measuring Equipment) e ILS (Instrument Landing System) estos sistemas funcionan en frecuencias mucho más altas y por lo tanto proporcionan una precisión mucho más alta; en el orden de 60-80 metros para VOR/DME, y menos de 10 metros para el ILS.

Una frecuencia más alta produce una precisión más alta. Sin embargo, esto también requiere una línea de vista puesto que las longitudes de onda de frecuencias más altas, que en lugar de rebotar en la ionosfera fuera de ella, pasa al igual que las longitudes de onda más largas. Los sistemas VOR/DME cubren esencialmente los Estados Unidos completamente, pero este requisito de la línea de visión es solamente útil en el aire porque los transmisores son todos terrestres. El ILS es mucho más preciso, pero también sufre del requisito de la línea de visión y, adicionalmente, proporciona solamente una cobertura limitada. Puesto que se ha diseñado para el descenso de aeronaves, y es muy costoso, esto es únicamente para localizar el mayor tráfico de los aeropuertos.

Desde la creación del primer satélite soviético Sputnik en 1957, ha habido tentativas de utilizar las plataformas espaciales para que la radionavegación elimine el requisito de la visión de alta frecuencia, sistemas de la más alta exactitud. El sistema Transit de los E.E.U.U., lanzado por primera vez en 1959, fue el primer éxito de un sistema de este tipo y se encuentra todavía en funcionamiento hoy en día. El sistema incluye seis satélites (a menudo denominado SVS o de Vehículos Espaciales) en órbitas polares unos 360 kilómetros de altura, y dispone de precisión del orden de $\frac{1}{2}$ kilómetro o mejor, lo que es bueno para el curso de navegación y posicionamiento, como para los buques en el mar. El sistema se basa en la medición del efecto Doppler en la señal transmitida por satélite que pasa de horizonte a horizonte. El inconveniente es que esto ocurre sólo una vez por hora y requiere unos 15 minutos de la recepción para obtener una solución. Además, el sistema sólo dispone de dos dimensiones fija y no da ninguna información de elevación.

Introduciéndonos al GPS, con frecuencia más alta, la longitud de onda más corta, y en general el sistema más preciso hasta la fecha, con su constelación completa de satélites proporcionando cobertura global total.

1.3.- SEGMENTO ESPACIAL.

El Sistema de Posicionamiento Global se compone de tres grandes segmentos: el segmento espacial, el segmento de control, y el segmento de usuario. Los segmentos espacial y de control son operados por la Milicia de los Estados Unidos y administrado por la Comandancia Espacial de los EE.UU. de la Fuerza Aérea de los EE.UU..

Básicamente, el segmento de control mantiene la integridad de los satélites y los datos que transmiten. El segmento espacial está compuesto por la constelación de satélites en su conjunto que están actualmente en órbita, incluidos los operativos, las unidades de respaldo de seguridad y la inoperable.

El segmento de usuario es simplemente todos los usuarios finales que han comprado alguna variedad de receptores disponibles comercialmente. Mientras que el segmento de usuario incluye, obviamente, los usuarios militares. Cada uno de los segmentos serán examinados más de cerca en las páginas siguientes.

El segmento espacial consiste en la constelación completa de las órbitas de satélites NAVSTAR GPS. Los actuales satélites son fabricados por Rockwell International y el costo aproximadamente es de 40 millones de dólares por cada uno. Para cada uno de los satélites hay que añadir el coste de la puesta en marcha del propio vehículo que puede ser aproximadamente 100 millones de dólares. Hasta la fecha, el sistema completo tiene un costo aproximado de \$ 10 billones.

Cada satélite pesa aproximadamente 900 kilogramos y son de aproximadamente cinco metros de ancho con paneles solares completamente extendidos. Había 11 satélites prototipo Bloque I lanzados (10 con éxito), seguido por 24 unidades de producción Bloque II. Actualmente, sólo uno de los satélites Bloque I sigue en funcionamiento, mientras que cuatro Bloque II permanecen como copias de seguridad de almacenamiento.

El tamaño de la base de la constelación incluye 21 satélites operativos en con tres órbitas de respaldo, para un total de 24. Están ubicados en seis órbitas a unos 20, 200 kilómetros de altura. Cada una de los seis órbitas están inclinadas a 55 grados del ecuador, y se espacian a 60 grados de separación, con cuatro satélites en cada órbita (véase el diagrama siguiente Figura 2). El periodo orbital es de 12 horas, lo que significa que cada satélite completa dos órbitas cada día de 24 horas.

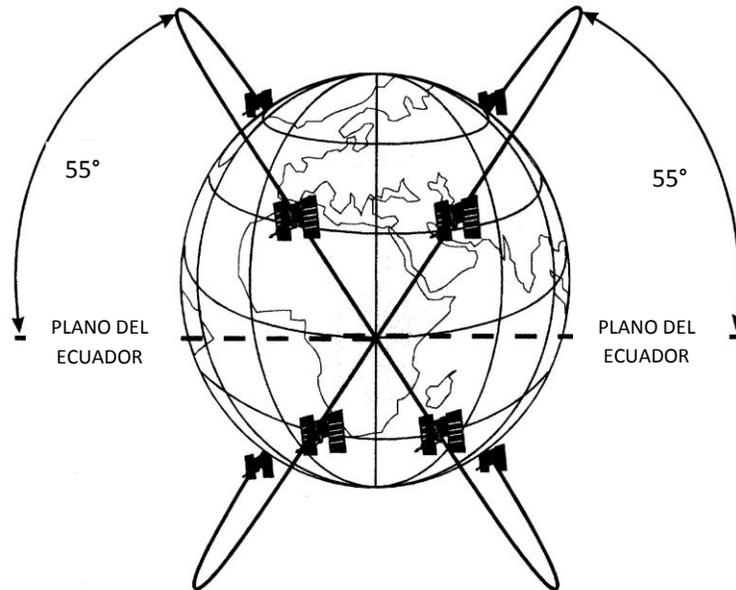


FIGURA 2.- INCLINACIÓN DE LAS ÓRBITAS DE LA CONSTELACIÓN NAVSTAR.

En otras palabras, el segmento espacial se resume en lo siguiente:

- Satélites en la constelación: 24 (4 X 6 órbitas).
- Altitud: 20.200 km.
- Período: 11 h 56 min.
- Inclinación: 55 grados (respecto al ecuador terrestre).
- Vida útil: 7,5 años.

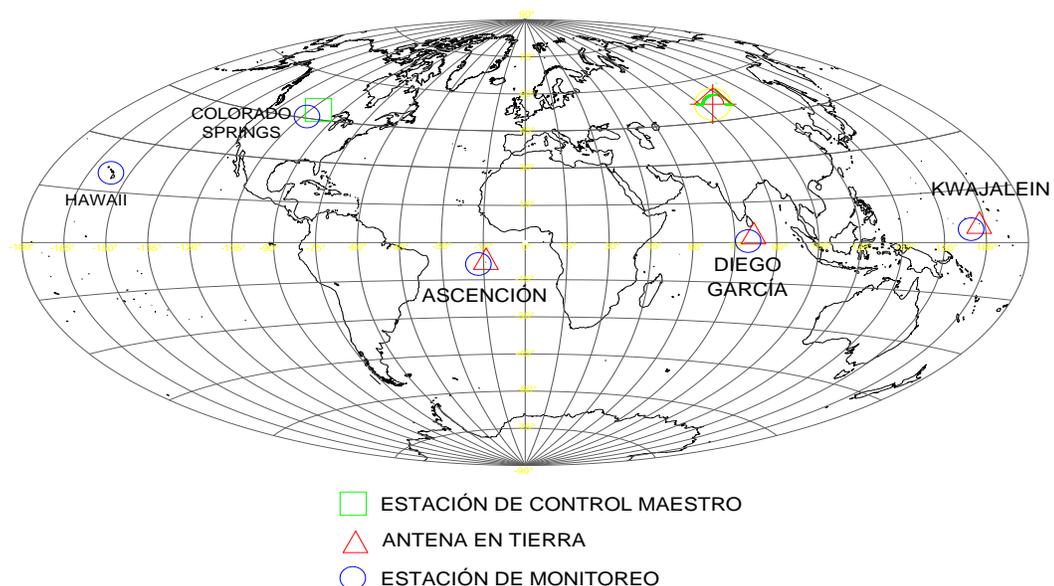
1.4.- SEGMENTO DE CONTROL.

El segmento de control del Sistema de Posicionamiento Global se compone de una estación de control maestro (MCS) situado en la Base de la Fuerza Aérea Falcon en Colorado Springs, Colorado, y cinco estaciones de monitoreo no tripuladas situadas estratégicamente en todo el mundo. Además, la Fuerza Aérea tiene tres antenas terrestres primarias, que se encuentran más o menos equidistantes alrededor del ecuador. En caso de avería catastrófica de algunos, hay también dos estaciones de control maestro de respaldos de seguridad, una ubicada en Sunnyvale, California, y el otro en Rockville, Maryland.

Las estaciones no tripuladas monitorean pasivamente el seguimiento de todos los satélites GPS visibles en cualquier momento, recogen la señal (ranging) que son los datos de cada uno. Esta información es luego transmitida a la estación de control maestro en Colorado Springs a través del seguro DSCS (Defense Satellite Communication System) cuando la posición del satélite ("efemérides") y el reloj-calendario de datos (más información sobre estos más tarde) se estiman y se predicen.

La estación de control maestro envía periódicamente la posición correcta y la sincronización-reloj de datos a las antenas terrestres luego de subir los datos a cada uno de los satélites. Por último, el uso de satélites corrige la información en sus transmisiones de datos hasta llegar al usuario final.

Esta secuencia de eventos ocurre cada pocas horas para cada uno de los satélites para ayudar a asegurar que cualquier posibilidad de error en la reptación de las posiciones de satélite o de sus relojes se minimiza.



Este mapa (Figura 3) ilustra la ubicación de cada uno de los componentes del segmento de control. La única estación de control maestro (MCS) se encuentra en Colorado Springs, Colorado. Esa instalación está situada la estación de monitoreo que observa continuamente la posición y la configuración de reloj de todos los satélites que pasan a estar a la vista en un momento dado.

Hay otros cuatro estaciones de monitoreo no tripuladas situadas en puntos estratégicos de todo el mundo. Uno se encuentra en Hawaii, otro en la pequeña Isla de la Ascensión de la costa occidental de África (con una población de 7 19), otro en Diego García fuera de la punta sur de la India, y el cuarto en Kwajalein, una parte de las Islas Marshall en el grupo Pacífico Occidental.

Las tres antenas de carga en tierra son co-localizadas con el seguimiento de las estaciones en la isla de Ascensión, Diego García y Kwajalein.

En resumen:

- Estación principal: 1
- Antena de tierra: 4
- Estación monitora (de seguimiento): 5

1.5.- SEGMENTO DE USUARIO.

El sistema de posicionamiento global es uno de los pocos grandes proyectos de presupuesto del gobierno en que ha llegado antes de lo previsto, bajo costo, y funciona mejor que los diseñadores siempre habían soñado ... que ha sido a la vez una bendición y una pesadilla para los militares. Es evidente que cualquier administrador estará encantado con este tipo de resultados para uno de sus proyectos. Sin embargo, los militares tienen un programa muy diferente que el de la amplia variedad de usuarios civiles del sistema. Y ese es el problema.

El uso civil del GPS tiene establecido el paso muy lejano al militar. Las aplicaciones civiles han resultado tan útiles que se han producido una creciente dependencia en el sistema que se espera avanzar rápidamente en áreas críticas tales como las líneas aéreas de navegación. Esto crea un problema para los militares. Es decir, ¿cómo mantener la seguridad militar en el sistema cuando la vida de los civiles ahora depende de su acceso libre y continuo? Por el momento, hay formas, pero el problema sigue existiendo y sólo es más complicado con el tiempo.

Así que, ¿quienes usan el GPS? Casi cualquier persona que necesite saber dónde están y dónde quiere ir y, más, lo que incluye casi todo el mundo lo puede saber con esta tecnología. Con los receptores de gama baja cuesta menos de \$ 200 (y en descenso), prácticamente todo el mundo puede utilizar el sistema. Los receptores conectados a un despliegue de mapa ya están a disposición de los compradores de vehículos nuevos, asegurando que nunca se pierdan otra vez. Las empresas de entrega están optimizando sus rutas en un minuto-por-minuto. La cartografía digital, de ser es en gran medida, es una cuestión de simplemente ir a algún lugar, automáticamente la creación de un mapa en el camino con ayuda de la geodesia. La topografía de alta precisión se puede hacer en minutos en lugar de días. La lista de aplicaciones es casi interminable.

En resumen:

- Señal RF
- Frecuencia portadora:
- Civil - 1575,42 MHz (L1). Utiliza el Código de Adquisición Aproximativa (C/A)
- Militar – 1227,60 MHz (L2). Utiliza el Código de Precisión (P), cifrado.
- Nivel de potencia de la señal: -160 dBW (en superficie tierra)
- Polarización: circular dextrógira
- Exactitud
- Posición: aproximadamente 15 m (el 95%)

- Hora: 1 ns
- Cobertura: mundial
- Capacidad de usuarios: ilimitada
- Sistema de coordenadas:
- Sistema Geodésico Mundial 1984 (WGS84)
- Centrado en la Tierra, fijo.
- Integridad: tiempo de notificación 15 minutos o mayor. NO ES SUFICIENTE PARA LA AVIACIÓN CIVIL
- Disponibilidad: 24 satélites - 70 % y 21 satélites - 98 % NO ES SUFICIENTE COMO MEDIO PRIMARIO DE NAVEGACIÓN
- Navegación terrestre (y peatonal), marítima y aérea. Bastantes automóviles lo incorporan en la actualidad, siendo de especial utilidad para encontrar direcciones o indicar la situación a la grúa.
- Telefonos móviles
- Topografía y geodesia.
- Localización agrícola (agricultura de precisión), ganadera y de fauna.
- Salvamento y rescate.
- Deporte, acampada y ocio.
- Para localización de enfermos, discapacitados y menores.
- Aplicaciones científicas en trabajos de campo (ver geomática).
- Geocaching, actividad deportiva consistente en buscar "tesoros" escondidos por otros usuarios.
- Se utiliza para rastreo y recuperación de vehículos.
- Navegación Deportiva.
- Deportes Aéreos: Parapente, Ala delta, Planeadores, etc.
- Existe quien dibuja usando tracks o juega utilizando el movimiento como cursor (común en los gps garmin).
- Sistemas de gestión y seguridad de flotas.

II.- ASPECTOS GENERALES DE LAS REDES GEODÉSICAS.

En este capítulo se tratan los aspectos generales de las redes geodésicas; así como su cálculo y determinación de las mismas en los proyectos de ingeniería para su uso práctico según su aplicación en el área requerida.

Las redes geodésicas constituyen los cimientos sobre los que se apoyan multitud de disciplinas tanto científicas como técnicas de la más diversa índole. Son imprescindibles para el estudio teórico de la forma y figura de la Tierra, objetivo principal de la Geodesia, así como para el planeamiento, diseño y ejecución de cualquier tipo de infraestructuras, no en vano se dice que son las "infraestructuras de las infraestructuras".

El objetivo principal de las redes geodésicas es dar soporte a todo tipo de usuarios proporcionando coordenadas y velocidades de las mismas, en ciertos casos, que hacen posible tanto la definición de los Sistemas de Referencia como la materialización de los mismos de forma utilitaria a los usuarios.

Los estudios geodésicos para determinar la figura de la Tierra y los grandes proyectos de ingeniería requieren ubicarse dentro de un determinado marco de referencia que permita definir inequívocamente y con precisión los diversos elementos que los componen; por esto es necesario crear una cadena de puntos interconectados y procesar los datos de manera conjunta con objeto de determinar su posición relativa para formar el que denominan una red geodésica.

Las redes geodésicas están formadas por un conjunto de puntos materializados sobre el terreno, denominados vértices geodésicos, de los cuales se ha medido su posición con una gran precisión y que se han materializado sobre el terreno con hitos o señales.

La distribución de los vértices de una red, antiguamente, se veía forzada a las limitaciones del instrumental empleado, que requería de intervisibilidad entre los vértices, por lo que se ubicaban en lugares lo más elevados posibles. Actualmente y con las nuevas tecnologías vía satélite, en la planificación de redes se busca que los puntos tengan el cielo despejado y que sean de fácil acceso. Las distancias entre vértices varían de los 4 o 5 kilómetros, en zonas de fácil acceso y con gran demanda, a los 10 kilómetros en zonas montañosas.

El vértice geodésico está representado generalmente por un cilindro de 120 cm. de altura, encima un pedestal de hormigón y pintado de color blanco. En la parte superior del cilindro se sitúa un punto al que se refieren las coordenadas y dónde se sitúan los instrumentos topográficos para realizar las mediciones.

La información de los vértices geodésicos se representa mediante fichas denominadas reseñas. En estas fichas aparece toda la información referente a cada vértice, como: nombre del vértice, término municipal al que pertenece, croquis de acceso, sistema de referencia empleado en el cálculo, proyección utilizada para la representación de coordenadas, coordenadas del vértice, etc.

Tan importante como esto es localizar el vértice, para ello se realiza una descripción escrita de su situación y como llegar, junto con un croquis.

2.1.- INSTRUCCIONES GENERALES PARA UNA TRIANGULACIÓN.

Para poder realizar una red geodésica se necesita obtener información geográfica de, mínimo, dos puntos con coordenadas geográficas, aseverando que no tienen error alguno, de modo tal que se triangulan los otros puntos de los que se conocen coordenadas geográficas aproximadas. Dando como resultado una red geodésica fiable.

El objeto final de los principales trabajos geodésicos es la determinación de las coordenadas de los puntos geodésicos. Como en los cálculos geodésicos la figura de la Tierra se toma como un elipsoide de revolución, entonces el problema se reduce a calcular las coordenadas de puntos aislados de la superficie de un elipsoide de revolución. La posición de los puntos geodésicos puede ser determinada en diferentes sistemas de coordenadas; a cada sistema de coordenadas le corresponden sus propios métodos y fórmulas de cálculo.

En esta parte, se estudiará los métodos para calcular las coordenadas geodésicas, la latitud, longitud y azimuts geodésicos.

Una característica de las mediciones geodésicas es la determinación de las posiciones relativas de los puntos geodésicos. Como resultado de una red de triangulación, del trazado de los pasos de poligonometría exacta, se obtienen las distancias entre los puntos geodésicos de ángulos en un polígono, formado por estos mismos puntos. Partiendo solo de mediciones geodésicas no se pueden obtener las coordenadas geodésicas sobre cualquier sistema de referencia que se emplee. Para poder obtener las coordenadas geodésicas de una serie de puntos geodésicos, se deben tener datos iniciales que establezcan la posición de este sistema de referencia, en este caso el elipsoide de referencia, y su orientación con respecto a las líneas paramétricas de los meridianos y paralelos.

La calidad de datos iniciales deben ser dos puntos cualesquiera de la red conociendo su posición dentro del elipsoide de referencia. Para usar dos posiciones geodésicas se necesita saber las siguientes dos opciones:

- Mediante coordenadas geodésicas de un punto, la distancia y el azimut al segundo punto.
- Mediante las coordenadas geodésicas de ambos puntos.

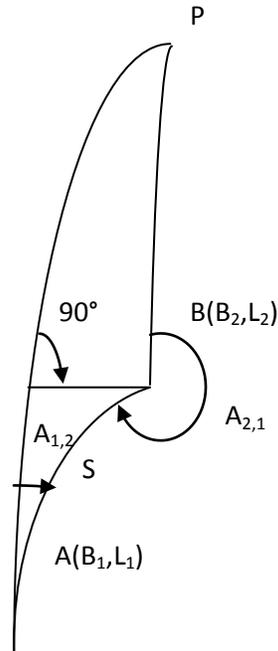


Figura 4

En el primer caso se dan las coordenadas geodésicas B_1 y L_1 para el punto A (Figura 4), el azimut $A_{1,2}$ de la línea geodésica AB y la distancia $S_{1,2}$ entre los puntos A y B; se requiere determinar la latitud B_2 y la longitud L_2 del punto B y el azimut inverso $A_{2,1}$ del punto B al punto A.

Este problema se llama problema geodésico directo.

El cálculo de las coordenadas de los puntos de la cadena de triangulación (de la red o paso poligonométrico), consiste en la solución sucesiva del problema geodésico directo de acuerdo con alguna línea de paso de la cadena geodésica; para cada solución de este problema según un determinado lado, las coordenadas y azimuts buscados en el problema anterior se convierten en los de partida para solucionar el problema, según este nuevo lado.

En el segundo caso, de acuerdo a las coordenadas geodésicas dadas de los puntos A y B se calcula la distancia entre los mismos y los azimuts directos e inversos de la línea A y B. Este problema se llama problema geodésico inverso. Así, por ejemplo, después de la nivelación de eslabones separados de una triangulación de primera clase para una nivelación poligonal es necesario calcular la longitud y los azimuts directo e inverso de la línea geodésica que une los puntos extremos del eslabón. En este caso se soluciona el problema geodésico inverso.

Los problemas geodésicos directo e inverso se llaman problemas geodésicos principales.

La descripción de los problemas geodésicos principales, citada anteriormente, se aplica al caso en el que se calculan las coordenadas geodésicas de los puntos de la red geodésica estatal.

Este caso se caracteriza porque el cálculo de las coordenadas geodésicas se hace para distancias no superiores, por regla, de 30 km a 40 km, y la precisión exigida al calcular las coordenadas debe ser bastante alta. La variabilidad de las distancias, por las cuales surge la necesidad de resolver los problemas geodésicos principales, y las diferentes exigencias de exactitud no permiten recomendar ni un método, ni una fórmula únicos. Por esta razón, conviene utilizar diferentes metodologías y ecuaciones para la solución de las problemáticas de la geodesia.

Por convención, las distancias, en geodesia, se subdividen en 4 grupos:

- 1.- Distancias pequeñas, de 30-45 km.
- 2.- Distancias medias, de 600 km.
- 3.- Distancias grandes, de 5000 km.
- 4.- Distancias muy grandes, de hasta 19 000 km.

Al primer grupo de distancias pertenecen las longitudes de los lados de la triangulación de primera clase.

Las redes geodésicas de segunda clase e inferiores se calculan sobre un plano en una proyección de manera que la misma proyección sea la idónea y práctica para la zona de estudio, de modo tal que se calculan las coordenadas planas rectangulares. En cuanto a distancias y áreas no muy grandes, se ocupan los datos geodésicos y en los cuales, deben ser efectuados entre puntos de la superficie terrestre, situados a distancias considerables, se manifiestan completamente las ventajas y cualidades del sistema geodésico de coordenadas como sistema único para toda la Tierra y relacionado directamente a su superficie.

Para la resolución de los problemas geodésicos directo e inverso existen dos caminos, el directo o inmediato para la resolución del problema geodésico, y el indirecto para la solución del mismo problema geodésico.

Para usar el camino directo para la solución al problema geodésico principal consiste en la solución del triángulo elipsoidal APB (Figura 5). En este caso son conocidos dos lados $AP = 90^\circ - B_1$, $AB = s$, y el ángulo existente entre ellos $A_{1,2}$.

De la solución del triángulo se determinan directamente los elementos restantes, que son los buscados: $BP = 90^\circ - B_2$, o sea la latitud B_2 , $(360^\circ - A_{2,1})$, es decir, el azimut inverso $A_{2,1}$ y I , la diferencia de longitudes de los puntos A y B, mediante la cual fácilmente se halla la longitud $L_2 = L_1 + I$. Al resolver el problema geodésico inverso se conocen los siguientes tres elementos: B_1 , B_2 y I . De la solución del triángulo se hallan los ángulos $PAB = A_{1,2}$, $PBA = 360^\circ - A_{2,1}$ y el lado $AB = s$, es decir, la distancia que hay entre los puntos mencionados.

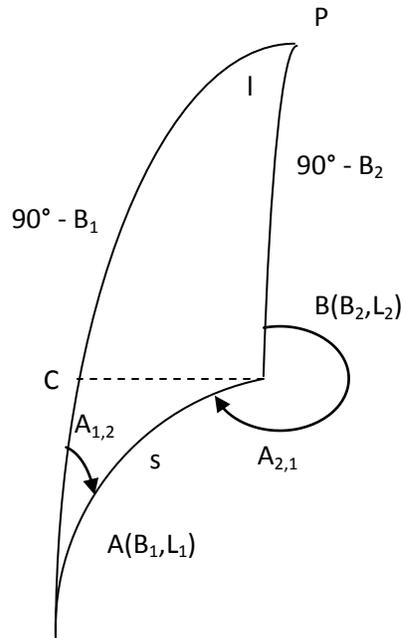


Figura 5

De esta forma para resolver el problema geodésico principal, el camino directo se caracteriza por la determinación inmediata de los elementos del triángulo ABP, los cuales son las magnitudes buscadas.

El camino indirecto para la resolución del problema geodésico fundamental consiste en la deducción de las diferentes latitudes, longitudes y azimuts de los puntos dados y determinados.

Por lo tanto, el camino indirecto para solucionar el problema se caracteriza por la deducción de las diferencias de las cantidades buscadas y dadas, es decir, $(B_2 - B_1)$, $(L_2 - L_1)$ y $(A_{2,1} - A_{1,2} \pm 180^\circ)$, después de esto las coordenadas geodésicas determinadas se obtienen de las expresiones:

$$B_2 = B_1 + (B_2 - B_1),$$

$$L_2 = L_1 + (L_2 - L_1),$$

$$A_{2,1} = A_{1,2} \pm 180^\circ + (A_{2,1} - A_{1,2}),$$

Las ecuaciones para la resolución del problema geodésico inverso generalmente se obtienen de las formulas para la resolución del problema directo por medio de las respectivas transformaciones matemáticas, por esta razón en lo consiguiente se concentrará la atención en el análisis de los diferentes métodos de resolución del problema geodésico directo. Para la resolución del problema inverso serán dadas, con sus respectivas fundamentaciones, solo las formulas más usadas.

Regresando a la solución directa del problema geodésico principal, cabe mencionar, que la resolución del triángulo elíptico APB no puede efectuarse de forma cerrada con funciones elementales. Es decir, los lados del triángulo mencionado anteriormente, está formado por líneas geodésicas sobre la superficie del elipsoide que están expresadas por integrales elípticas, que no se pueden resolver con las ecuaciones elementales. De tal modo que, del triángulo elipsoidal APB se pasa al triángulo de alguna esfera auxiliar y se establece simultáneamente un enlace analítico o geométrico entre los elementos de ambos triángulos. Este método para la resolución del problema empleando el camino directo puede considerarse bastante convenientemente y fundamentado para los casos correspondientes, si consideramos, que el elipsoide terrestre posee relativamente poco achatamiento a causa de esto, para una elección acertada del procedimiento de paso a la esfera, la diferencia en los elementos de ambos triángulos para distancias no muy grandes será insignificante y fácil de tomar en cuenta.

Después del paso del triángulo elipsoidal al esférico, se determinan todos los elementos del esférico, empleando las leyes de enlace entre ambos triángulos, se emplea el paso inverso para regresar al elipsoide, es decir, se determinan los elementos del triangulo elipsoidal, que son las incógnitas en el problema geodésico directo: la latitud del 2º punto, la diferencia de longitudes de ambos puntos y el azimut inverso.

La superficie esférica se utiliza como intermediaria para el procedimiento del camino directo al resolver el problema geodésico principal; ésta puede ser usada como para obtener las deducciones de ecuaciones y en los y en los procesos de cálculos prácticos. La resolución del triangulo sobre el elipsoide se produce mediante formulas cerradas; el paso del cambio de los elementos del triángulo elipsoidal al esférico y viceversa se hace mediante ecuaciones abiertas.

En el Apéndice 1 podemos observar el resultado de las ecuaciones diferenciales como se muestra a continuación:

$$\frac{dB}{ds} = \frac{V^3}{c} \cos A$$

$$\frac{dl}{ds} = \frac{V}{c} \sec B \operatorname{sen} A \quad (1)$$

$$\frac{dA}{ds} = \frac{V}{c} \tan B \operatorname{sen} A$$

Después de integrar las ecuaciones (1) a lo largo del segmento s entre los puntos 1 y 2 obtenemos:

$$B_2 = B_1 + \int_0^s \frac{V^3}{c} \cos A ds$$

$$L_2 = L_1 + \int_0^s \frac{V}{c} \sec B \operatorname{sen} A ds \quad (2)$$

$$A_{2,1} = A_1 \pm 180^\circ + \int_0^s \frac{V}{c} \tan B \operatorname{sen} A ds$$

Las ecuaciones (2) proporcionan en forma general la solución del problema geodésico directo. Sin embargo, no se pueden integrar las ecuaciones (2) porque la función que se halla bajo la integral depende de los argumentos A y B , que no se pueden expresar en función de la variable de integración s ; la dificultad del problema se hace mayor además como consecuencia de que las funciones V y c dependen también de la excentricidad e .

Por esta razón es imprescindible detenerse en el uso de series o en el empleo del método numérico antes descrito transfiriendo los elementos del triángulo elipsoidal a la esfera, resolviendo el problema sobre ésta y retornando a la superficie del elipsoide. Durante el paso a la esfera los lados del triángulo elipsoidal deben representarse por arcos de círculos mayores; en este caso la solución del problema sobre la esfera se realiza mediante formulas elementales de la trigonometría esférica.

Al integrar las ecuaciones (2) se pueden desarrollar en series de órdenes crecientes s y e^2 . Para distancias relativamente pequeñas en comparación con el radio de la Tierra (de 25 a 50 km pero no superiores a 400 km), es más ventajoso utilizar las series de grado s ; en este caso se producirá una buena convergencia de los términos de la serie. Para grandes distancias, como consecuencia de una débil convergencia de las series, el desarrollo mediante grados crecientes s es prácticamente inservible. Para $\frac{s}{k} > 1$ las series divergen. En este caso para integrar las ecuaciones (2) se utiliza el desarrollo de grado e^2 .

Para la resolución del problema geodésico para distancias relativamente pequeñas es conveniente emplear el camino indirecto de resolución del problema y utilizar series de grados crecientes s.

Supongamos que han sido dadas las coordenadas del punto inicial A (B_1, L_1) y el azimut $A_{1,2}$ del elemento de línea geodésica ds, entonces las coordenadas buscadas del punto final de la línea geodésica y su azimut, o sea $B_2, L_2, A_{2,1}$, serán la función de s. Por lo tanto:

$$\begin{aligned} B_2 &= f_1(s) \\ L_2 &= f_2(s) \\ A_{2,1} &= f_3(s) \end{aligned} \quad (3)$$

Y además

$$\begin{aligned} B_2 &= f_1(0) \\ L_2 &= f_2(0) \\ A_{2,1} &= f_3(0) \end{aligned} \quad (4)$$

Empleando la serie de Maclaurin, y teniendo en cuenta (1) y (2), tendremos:

$$\begin{aligned} B_2 - B_1 &= \left(\frac{dB}{ds}\right)_1 s + \left(\frac{d^2B}{ds^2}\right) \frac{s^2}{2} + \left(\frac{d^3B}{ds^3}\right) \frac{s^3}{6} + \dots \\ L_2 - L_1 &= \left(\frac{dL}{ds}\right)_1 s + \left(\frac{d^2L}{ds^2}\right) \frac{s^2}{2} + \left(\frac{d^3L}{ds^3}\right) \frac{s^3}{6} + \dots \\ A_{2,1} - A_{1,2} \pm 180^\circ &= \left(\frac{dA}{ds}\right)_1 s + \left(\frac{d^2A}{ds^2}\right) \frac{s^2}{2} + \left(\frac{d^3A}{ds^3}\right) \frac{s^3}{6} + \dots \end{aligned} \quad (5)$$

Las primeras derivadas se expresan mediante las ecuaciones (1) de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \frac{dB}{ds} &= \frac{V^3}{c} \cos A = \frac{\cos A}{M} \\ \frac{dL}{ds} &= \frac{V}{c} \sec B \sin A = \frac{\sin A}{N \cos B} \\ \frac{dA}{ds} &= \frac{V}{c} \tan B \sin A = \frac{\sin A \tan B}{N} \end{aligned} \quad (6)$$

Las segundas derivadas se obtienen diferenciando las ecuaciones anteriores. De esta manera no tendremos en cuenta la elipsidad de la Tierra, es decir, tomaremos los radios de curvatura N y M como constantes, lo cual es permitido para $s \geq 30$ km. Así tendremos:

$$\begin{aligned} \frac{d^2 B}{ds^2} &= -\frac{\text{sen}^2 A}{MN} \tan B \\ \frac{d^2 l}{ds^2} &= \frac{\tan B \sec B \text{sen} 2A}{MN} \\ \frac{d^2 A}{ds^2} &= \frac{\text{sen} A \cos A (1 + 2 \tan^2 B)}{MN} \end{aligned} \quad (7)$$

En la expresión (5) es fácil observar que cuanto más pequeño sea s , mucho mejor convergencia tendrán las series y se nulifican la mayor cantidad de miembros, dada la magnitud de su valor tan pequeña dentro de la misma serie, conservando el mismo valor del residuo; en pocas palabras, conservamos el mismo nivel de precisión requerido para el cálculo.

Estas formulas deducidas son inservibles para el grado de precisión que se requiere en una triangulación de primera clase, cuyo valor máximo de $s = 30$ km. Pero como son función de la longitud de los lados, es importante considerar, en especial, el tercero y los demás términos de la serie; con la finalidad de tomar en cuenta la variabilidad de M y N y la dependencia de sus valores con respecto a la latitud. Esta consideración se hace notar al emplear las ecuaciones (5) que conlleva a formulas más voluptuosas y difíciles para los cálculos prácticos.

Existen procedimientos y métodos empleando series en los que crece el grado de s , los cuales simplifican las formulas y por lo tanto también los cálculos garantizando suficiente precisión al resolver los problemas geodésicos para los lados máximos de las triangulaciones de primera clase y mayores.

En seguida se enuncian tres procedimientos:

1. Las formulas basadas en el empleo de la latitud media y el azimut medio del lado por el cual se resuelve el problema geodésico. El cálculo de las segundas derivadas hacen que converjan más rápido de los términos de la serie, a consecuencia de la discriminación de los términos de potencias pares.
2. Otro procedimiento es el método del "punto auxiliar". Este procedimiento consiste en calcular de manera indirecta la diferencia obtenida de las coordenadas de los puntos dados. Como resultado de dicho método es que

los términos individuales de las series, en cuanto a su desarrollo, se vuelven pequeños y sus errores despreciables.

3. Este último método se basa en utilizar la esfera auxiliar. El triángulo APB (Figura 5) se representa sobre una esfera de acuerdo a la ley determinada y según los datos conocidos del problema geodésico.

Es fácil de entender que cuanto más pequeña sea la diferencia de las coordenadas entre los puntos calculados, tanto menor será la reducción para pasar estas diferencias del elipsoide a la esfera y viceversa, y también mayores pueden ser las simplificaciones permisibles de las formulas correspondientes. Una vez explicado esto, podemos llegar a la conclusión de que este método se puede utilizar en cuanto a las distancias sean poco significativas.

La formula de Molodensky permiten hacer el cálculo de las coordenadas para puntos de la superficie física de la Tierra. Las formulas para calcular las coordenadas de los puntos de la superficie del elipsoide se obtienen de las formulas de Molodensky como un caso particular para $H=0$.

2.2.- COMPENSACIÓN DE LA RED ASTRÓNOMO-GEODÉSICA.

La compensación de una nivelación de grandes redes geodésicas, representa una tarea científico-técnica.

La mayor parte de las mediciones geodésicas se aplica en la superficie terrestre, donde, para fines de determinaciones planimétricas, son marcados puntos de una red de triangulación. Con los métodos exactos de la Geodesia matemática se proyectan estos puntos en una superficie geométrica, que matemáticamente debe ser bien definida. Para este fin se suele definir un Elipsoide de revolución o Elipsoide de referencia. Existe una serie de elipsoides que antes fueron definidos para las necesidades de apenas un país, después para los continentes, hoy para el Globo entero, en primer lugar definidos en proyectos geodésicos internacionales y hoy en día para la aplicación de los métodos de la Geodesia por satélite (en condiciones comerciales el Sistema de Posicionamiento Global GPS). Además del sistema de referencia planimétrico (red de triangulación y el elipsoide de revolución), existe un segundo sistema de referencia: el sistema de superficies equipotenciales y líneas verticales para las mediciones altimétricas. Según la definición geodésica, la altura de un punto es la longitud de la línea de la vertical (curva) entre un punto P y el geoide (altura geodésica). También se puede describir la altura del punto P como la diferencia de potencial entre el geoide y aquella superficie equipotencial que contiene el punto P. Esta altura es llamada *Cota Geopotencial*. Las cotas geopotenciales tienen la ventaja, comparándolas con alturas métricas u ortométricas, de poder ser determinadas con alta precisión sin conocimientos de la forma del geoide (Nivelación). Por esta razón, en los proyectos de nivelación de grandes áreas, como continentes, se suelen usar cotas geopotenciales. En el caso de tener una cantidad suficiente, tanto de puntos planimétricos, como también altimétricos, se puede determinar el geoide local de aquella área.

El área de la Geodesia que constata el tema de la definición local o global de la figura terrestre generalmente es llamada "Geodesia Física".

La Geodesia suministra, con sus teorías y sus resultados de mediciones y cálculos, la referencia geométrica para las demás geociencias como también para la geomática, los Sistemas de Información Geográfica, el catastro, la planificación, la ingeniería, la construcción, el urbanismo, la navegación aérea, marítima y terrestre, entre otros e, inclusive, para aplicaciones militares y programas espaciales.

La geodesia superior o geodesia teórica, dividida entre la geodesia física y la geodesia matemática, trata de determinar y representar la figura de la Tierra en términos globales; la topografía, levanta y representa partes menores de la Tierra donde la superficie puede ser considerada plana. Para este fin, podemos considerar algunas ciencias auxiliares, como es el caso de la cartografía, de la fotogrametría, del cálculo de compensación y de la Teoría de Errores de observación, cada una con diversas sub-áreas.

Además de las disciplinas de la Geodesia científica, existen una serie de disciplinas técnicas que tratan problemas de la organización, administración pública o aplicación de mediciones geodésicas, la Cartografía sistemática, el Catastro inmobiliario, el Saneamiento rural, las Mediciones de Ingeniería y el geoprocesamiento.

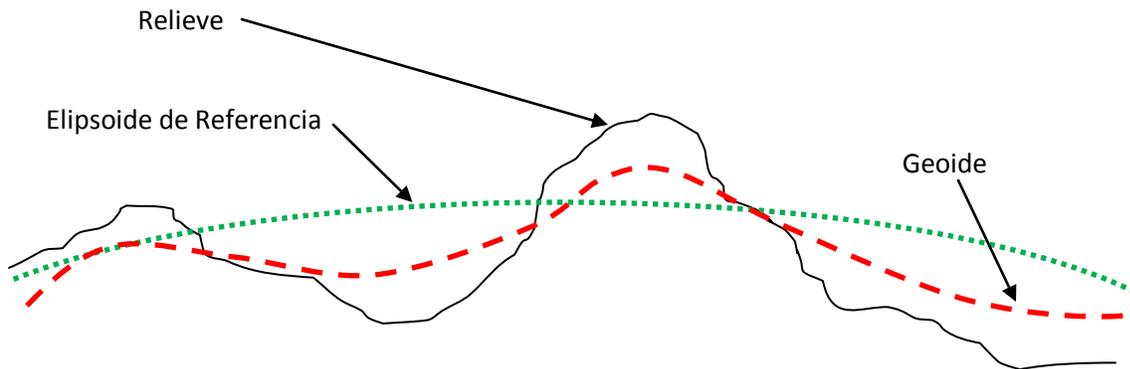


Figura 6.- Representación del estudio en general de la geodesia.

Una vez teniendo en cuenta los conceptos de geodesia, podemos empezar a extrapolar lo que se explica a continuación y tomemos en cuenta que lo que se describe en el presente capítulo son las bases astronómicas para el uso del Sistema de Posicionamiento Global GPS.

Es posible ajustar un pequeño sistema de una triangulación geodésica por mínimos cuadrados. Los valores desconocidos, x , son los errores de cada ángulo o dirección observados.

Para que un punto guarde la coherencia en su dato inicial, y para mejorar los valores desajustados de los ángulos, existen cinco tipos de condiciones para ajustar figuras que se pueden satisfacer.

1. Ajuste de la estación.- Si se usa el método de Schreiber, el valor observado de cualquier ángulo largo diferirá para la suma de sus partes. Esto debe

conciliarse, a modo tal que se acuerden valores que pueden ser adelantados dentro de los cálculos subsecuentes. Este método de Shreiber describe que el ángulo entre cada estación y todas las demás son medidas independientes. Esto implica doble carga de trabajo, pero hay algunas posibilidades de elección en el orden en que se hacen observaciones, y el trabajo puede continuar en peores condiciones meteorológicas que se requieren para las mediciones.

2. Condiciones triangulares.- Los ángulos de un triángulo esférico o elíptico deberían de tener una suma total de 180° más el exceso esférico E, dicho exceso esférico es el ángulo que necesita el triángulo esférico para sumar 180° . Este exceso esférico se calcula de la siguiente manera:

$$E = (\Delta_p / r_m^2)(1 + m^2 / 8R^2) \quad (8)$$

Donde Δ_p es el área de un triángulo plano con lados L_1, L_2, L_3 los mismos que los del triángulo esférico, $\frac{1}{r_m^2} = \frac{1}{3} \left(\frac{1}{\rho_1 v_1} + \frac{1}{\rho_2 v_2} + \frac{1}{\rho_3 v_3} \right)$, $3m^2 = L_1^2 + L_2^2 + L_3^2$, y R es el valor del radio medio de la Tierra.

Para un triángulo de 150 km por lado y un $E = 50''$ y el término en $\frac{m^2}{8R^2}$ es solo $0''.005$. La formula $E = \Delta / \rho_m v_m$ es suficiente, a menudo puede ser tomada para un mapa. Por otra parte, para un triángulo con lados de 800 km, E esta alrededor de $1500''$, y el termino pequeño es de $3''$. Una primera solución aproximada del triángulo puede ser necesaria, y (8), en ese caso puede ser utilizada por completo.

3. Condiciones laterales.- En figuras más complejas que simples triángulos, existen relaciones entre las longitudes laterales. Por lo tanto, en la figura ABCDE (Figura 7), empezando por OA se puede calcular el primer polígono, y deducir OA de nuevo. De ahí $\text{sen}1, \text{sen}3, \text{sen}5, \text{sen}7, \text{sen}9$ debe ser igual a $\text{sen}2, \text{sen}4, \text{sen}6, \text{sen}8, \text{sen}10$. Del mismo modo en EFGD $\text{sen}(2+3), \text{sen}5, \text{sen}7$ debe ser igual $\text{sen}4, \text{sen}(6+7), \text{sen}2$, o calculando la intersección de las diagonales, como es debido, aun cuando no existe la estación, entonces $\text{sen}1, \text{sen}3, \text{sen}5, \text{sen}7$ debe ser igual a $\text{sen}2, \text{sen}4, \text{sen}6, \text{sen}8$. Pero si una de estas condiciones es satisfecha, así también será también la de otros, pero ambos no se deben anotar.

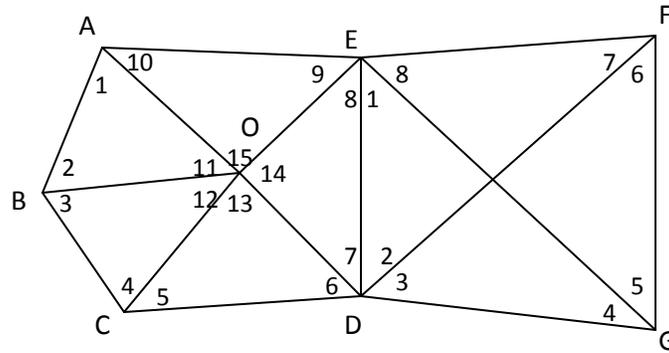


Figura 7

4. Condiciones centrales.- Donde los ángulos que comprenden todo el horizonte entran en los cálculos, su suma debe ser 360° . Por lo tanto en ABCDE $11+12+13+14+15$ debe ser 360° , y el hecho que el ajuste de la estación puede ser satisfecho por esta condición no hace una ecuación central inecesaria, puesto que la condición debe ser mantenida. Esto no es necesariamente para estaciones por ejemplo A, sin embargo, en la forma que:

$$1+10+(\text{ángulo BAE externo}) = 360^\circ,$$

Debido a las correcciones de 1 y 10 se obtiene el ajuste, y BAE, que no entrará en cualquier otra ecuación, solo puede ser deducido de ellos.

5. Relación del lado medido.- Si AB y BC son longitudes medidas, como las dos mitades de una línea base, su relación debe ser preservada por una ecuación como la de AB, en $\text{sen}1$, $\text{sen}12$, que debe ser igual a BC, en $\text{sen}4$, $\text{sen}11$.

Cada ecuación de condición es una relación entre los errores desconocidos de los ángulos observados. Si x_n es el error del ángulo n, la ecuación del triangulo de AOB da como resultado lo siguiente:

$$x_1 + x_2 + x_{11} = 1 + 2 + 11 - (180^\circ + E) = \epsilon_{AOB}$$

ϵ_{AOB} siendo el error triangular.

Similarmenete la ecuación central es:

$$x_{11} + x_{12} + x_{13} + x_{14} + x_{15} = (11 + 12 + 13 + 14 + 15) - 360^\circ$$

Polígono centrado con n-lados: n triángulos, un lado, y un lado central.

Lo anterior es cuando todos los ángulos se han observado. Para cualquiera que falte se reduce el número de condiciones de triangulación por una. Si una ecuación redundante es incluida, o si una ecuación es idénticamente obtenible por una o más de las otras, la falla se hará evidente en las ecuaciones normales.

A la compensación de la red astrónomo-geodésica plantean serias exigencias. Una de las condiciones más importantes para un tratamiento matemático correcto de la red astrónomo-geodésica, y, en consecuencia, de toda la red geodésica en su conjunto, consiste en el empleo del método de proyección. En este caso, los elementos nivelados de la red en la superficie del elipsoide de referencia se hallan en dependencia determinada y exactamente establecida con respecto a los resultados de las mediciones directas en la superficie de la Tierra. Los términos independientes de las ecuaciones condicionales, compuestas con el empleo de las proyecciones de los elementos medidos en el elipsoide, son funciones únicamente de los errores de medición y no dependen de las inexactitudes de las dimensiones y forma del elipsoide de referencia y de su orientación en el cuerpo de la Tierra. Las ecuaciones condicionales, compuestas con el uso de magnitudes medidas, correctamente reguladas en la superficie del elipsoide, son funciones matemáticas rigurosas, que se deducen con exactitud de las propiedades geométricas de las correspondientes figuras en la superficie del elipsoide. Las correcciones a las magnitudes resultan igualmente exactas, con independencia de los parámetros adoptados para el elipsoide de referencia (con la ampliación de método de desarrollo, tal como se indicó anteriormente, estas inexactitudes y diferencias en los parámetros del elipsoide de referencia provocan deformaciones complementarias y complejas de los elementos de la red). Por consiguiente, con el ejemplo del método de proyección la rigurosidad del tratamiento matemático de la red astrónomo-geodésica no se ve perjudicada aunque en su compensación no sean adoptadas las mejores dimensiones del elipsoide, lo que resulta sumamente esencial e importante. En primer lugar, entonces las diferencias entre los elementos calculados en la superficie del elipsoide de referencia y sus valores reales en la superficie terrestre serán mínimas, lo que prácticamente es muy importante para muchos casos de utilización de coordenadas geodésicas; en segundo lugar, cuanto más cerca se ubican unas de otras las superficies indicadas, tanto menor será la reducción y, en consecuencia, es necesario conocer con menor exactitud las magnitudes iniciales para el cálculo de la reducción.

La utilización del método de proyección requiere el establecimiento de las dimensiones y orientación del elipsoide de referencia antes de la nivelación de la red.

El método de compensación rigurosa de la red astrónomo-geodésica por medio de la resolución conjunta de todas las ecuaciones condicionales que aparecen en la red, con la condición del mínimo de la suma de los cuadrados de las correcciones de orientaciones (o de ángulos), hasta el presente no ha podido ser aplicado a raíz de su gran voluminosidad. La posibilidad de su empleo se vuelve ahora real en base al uso de computadoras. Sin embargo, las cuestiones referentes a la aplicación de calculadoras electrónicas en la resolución de ecuaciones singulares que integran la red astrónomo-geodésica.

Teniendo en cuenta las grandes dificultades que se presentan para la nivelación conjunta de toda la red astrónomo-geodésica con la condición del mínimo de la suma de los cuadrados de los errores de las magnitudes medidas directamente, puede uno imaginarse un método de nivelación consecuente de la red después de nivelada, se considera como fija. Este modo de nivelación, lo que puede provocar una tergiversación complementaria de algunos elementos y partes de la triangulación.

La red astrónomo-geodésica un sistema de polígonos aproximadamente cuadrados, cuyos lados, en promedio, son de unos 200 km. En los vértices de los polígonos (es decir, en las intersecciones de las series de triangulación de primera clase), dispuestos según los meridianos y paralelos, se tienen los valores fijos de las longitudes de los lados de triangulación y del azimut de Laplace, determinados a partir de las redes básicas o de mediciones directas. Gracias a la existencia de lados iniciales y azimutes de Laplace, la red astrónomo-geodésica se descompone en partes determinadas y suficientemente independientes, que resultan ser eslabones de la triangulación de primera clase, es decir, partes de las series entre dos vértices contiguos de los polígonos de primera clase.

En este caso es como si las longitudes y azimuts de estas líneas geodésicas se adoptaran en calidad de magnitudes medidas independientes y directas; la red astrónomo-geodésica se reduce a un sistema de polígonos, en los que las longitudes y azimuts de los lados de los polígonos pasan a ser las magnitudes medidas.

La elaboración de las propuestas sobre la nivelación de la red astrónomo-geodésica y los métodos correspondientes, fue llevada a cabo por el profesor F. N. Krasovsky. El utilizó la idea de sustituir los eslabones de triangulación de primera clase por líneas geodésicas. En la primera variante del método de compensación efectuada por Krasovky, que se utilizó para la construcción de los primeros 9 polígonos de triangulación de primera clase en los años 1930-1932, se consideraba el siguiente orden de cálculos de nivelación (compensación):

1. Nivelación rigurosa de cada eslabón de triangulación de primera clase por las condiciones manifiestas en ellos, incluyendo las básicas y azimutales. El resultado de esta etapa de cálculos niveladores será la obtención de la longitud y del azimut de las líneas geodésicas que une los puntos extremos del eslabón, según las direcciones niveladas.
2. Nivelación conjunta del sistema formado después de la primera etapa de cálculos, de polígonos compuestos por líneas geodésicas, según las condiciones de coordenadas o poligonales con el agregado de las condiciones azimutales de las ecuaciones convencionales. Los resultados del cumplimiento de esta etapa de cálculos serán los valores nivelados de las longitudes y azimutes de las líneas geodésicas: los lados de los polígonos. Teniendo los valores nivelados de las longitudes y azimutes de los lados de los polígonos de la triangulación de primera clase, se calculan las coordenadas de los vértices de los polígonos, cuyos valores serán definitivos.
3. Interpolación de los eslabones individuales entre los vértices fijos de los polígonos con el agregado de las condiciones básica y azimutal de las ecuaciones. Esta interpolación se puede realizar según el método de Urmaev. Como resultado de la última etapa de cálculos, resultaran definitivas las coordenadas geodésicas, que une los puntos extremos del eslabón de triangulación de primera clase, y el azimut de esta líneas (mas exactamente los ángulos β , es decir, las diferencias de los azimutes de las líneas geodésicas y los azimutes de los lados iniciales en los vértices de los polígonos, véase el 89) se adoptan como magnitudes independientes medidas en forma directa.

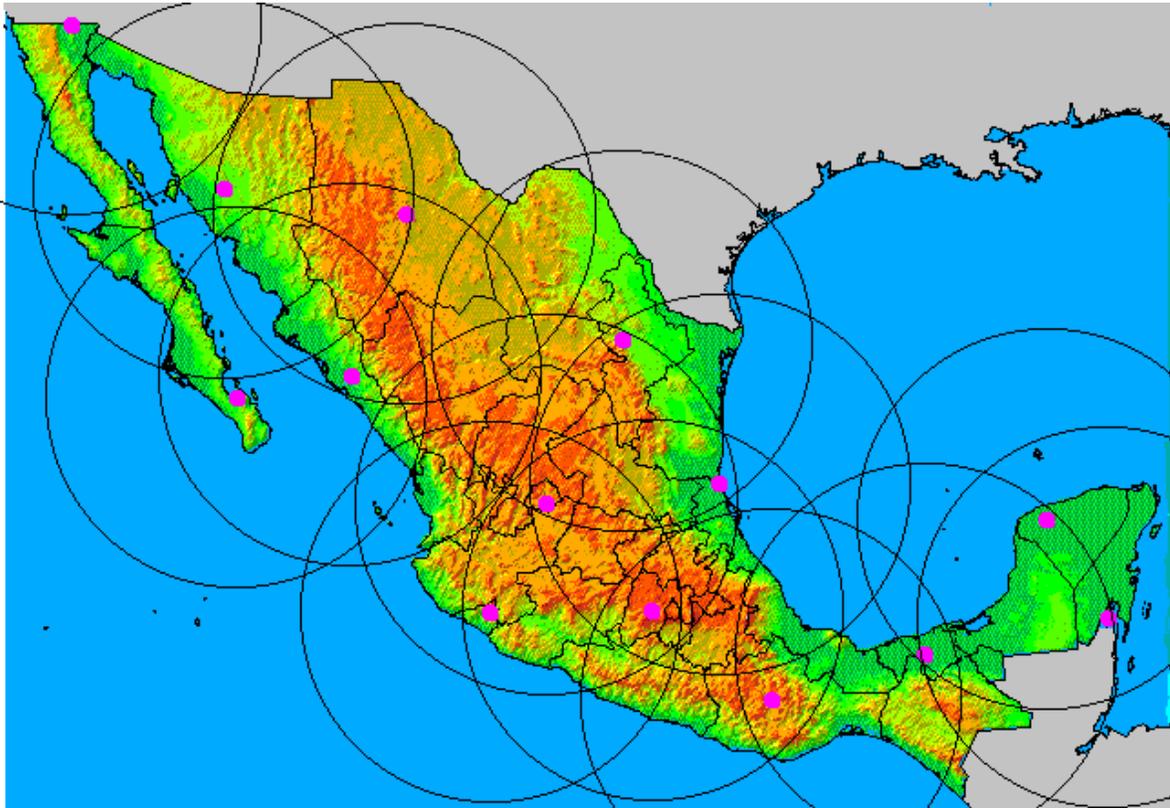
Los cálculos de nivelación persiguen dos objetivos: la eliminación de los desacuerdos en las construcciones geodésicas, provocadas por errores de mediciones, y la obtención de los valores más probables de los elementos medidos de la red y de sus funciones. El primer objetivo debe ser alcanzado o en todos los casos como resultado de la nivelación; en el logro del segundo objetivo se admitían unas u otras desviaciones, que incluso a veces conducían a deformaciones considerables no correspondientes a la exactitud de las mediciones de campo., pero admisibles desde el punto de vista de las exigencias prácticas. En virtud de las crecientes exigencias actuales con respecto a la exactitud de las redes geodésicas, se debe prestar más atención al cálculo de los valores más probables de los elementos de la red. La disposición mutua de los puntos nivelados de todas las clases se deben obtener con no menos exactitud que la posición determinada según los resultados de las mediciones directas.

Dadas ciertas condiciones, no se excluye la posibilidad de que en el futuro se renuncie totalmente a la nivelación; para una exactitud correspondiente de los

datos de campo, la nivelación no solo puede resultar superflua, sino que incluso contenedora de cierta alteración complementaria o de error en los datos resultante.

2.3.- RED GEODÉSICA NACIONAL ACTIVA DEL INEGI.

Es la red nacional de estaciones fijas de operación continua, distribuida estratégicamente a lo largo del territorio nacional e integrada por 15 puntos establecidos físicamente mediante monumentos permanentes sobre los cuales se han hecho mediciones de precisión de acuerdo a estándares internacionales para definir sus coordenadas. Constituye la estructura básica de referenciación geodésica para el país.



Cuadro con nomenclatura y ubicación de Estaciones Fijas.

ESTACIÓN	UBICACIÓN
INEG	Aguascalientes, Ags.
CAM2	Campeche, Camp.
CHET	Chetumal, Q. Roo
CHI3	Chihuahua, Chih.

II.- ASPECTOS GENERALES DE LAS REDES GEODÉSICAS.

COL2	Colima, Col.
CULI	Culiacán, Sin.
HER2	Hermosillo, Son.
LPAZ	La Paz, B.C.S.
MERI	Mérida, Yuc.
MEXI	Mexicali, B.C.
MTY2	Monterrey, N.L.
OAX2	Oaxaca, Oax.
TAMP	Tampico, Tamps.
TOL2	Toluca, Mex.
VIL2	Villahermosa, Tab.

En febrero de 1993, el INEGI puso en marcha el proyecto de la Red Geodésica Nacional Activa (RGNA). Para esto, en enero de ese mismo año, se llevó a cabo el posicionamiento de 65 estaciones GPS distribuidas en todo el territorio nacional, en el que se incluyeron las 15 estaciones fijas de la Red y 7 puntos de coordenadas ya conocidas en el Sistema de Referencia ITRF92, ubicados en lugares cercanos a las siguientes localidades: Aguascalientes, Ags., Cadereyta, N.L., Jiménez, Chih., Jocotitlán, Edo Mex., Mérida, Yuc., Río Verde, S.L.P., y San Miguel Xico, D.F. Estos puntos fueron determinados con anterioridad en el curso de 1992 dentro del proyecto cooperativo de observación con el National Geodetic Survey de los E.U.A., para efectuar ligas muy precisas entre ambos países. La concepción de esta nueva Red, su ejecución y su puesta en operación respondió a la necesidad de contar con un marco de referencia para los programas de relevancia puestos en marcha dentro del INEGI. En consecuencia, se estableció la red nacional de estaciones fijas de operación continua cuya base operativa es el Sistema de Posicionamiento Global (GPS). El criterio seguido para el establecimiento de las 15 estaciones fijas fue una distribución geométrica apropiada para asegurar el cubrimiento nacional, de modo que cualquier punto ubicado dentro del área continental mexicana contara con la información de cuando menos 2 estaciones de la Red. Para tales efectos, se determinó un radio de cubrimiento de 500 km por estación.

II.- ASPECTOS GENERALES DE LAS REDES GEODÉSICAS.

En las Normas se mencionan 14 estaciones, no se modificó el dato a fin de conservar el texto tal y como están publicadas en el Diario Oficial.

Fechas de instalación de las Estaciones de Rastreo Continuo del INEGI

ESTACIÓN	INICIO DE OPERACIONES	TÉRMINO DE OPERACIONES
COLI	93/04/14	96/01/27
COL2	96/01/23	-
CULI	93/12/19	-
CHET	93/04/14	-
CHIH	93/02/22	94/03/26
CHI2	94/03/23	96/07/31
CHI3	96/07/31	-
FMTY	93/02/19	96/09/17
MTY2	96/09/17	-
HERM	93/02/19	96/04/19
HER2	96/04/19	-
INEG	93/02/25	-
LPAZ	93/05/05	-
MERI	93/02/19	-
MEXI	93/02/19	-
OAXA	93/02/26	03/01/17
OAX2	03/01/17	-
TAMP	93/04/27	-
TOLU	93/02/19	-
TOL2	01/07/15	-
VILL	93/02/19	00/03/25

II.- ASPECTOS GENERALES DE LAS REDES GEODÉSICAS.

VIL2	00/03/25	-
CAMP	94/06/11	-

Por cuestiones logísticas y políticas, algunas estaciones han tenido que ser cambiadas de sitio en la misma ciudad. Cuando se cambia de sitio una estación de rastreo permanente también se cambia la nomenclatura del último dígito para así distinguir que a partir de una determinada fecha la ubicación es otra y por consecuencia sus coordenadas de origen también son distintas.

Así por ejemplo el lugar físico de COLI fue afectado por un sismo y al nuevo sitio se le clasificó como COL2 (Colima dos).

Los usuarios que por interés científico requieran datos del pasado se deben dirigir al centro de control Aguascalientes para obtener los datos correspondientes.

Características de operación de las estaciones fijas:

- Cada una de las 15 estaciones está equipada con un receptor GPS de doble banda.
- Los receptores captan información durante las 24 horas del día
- Las estaciones fijas trabajan con un intervalo de registro de datos de 15 segundos, por lo que se recomienda a los usuarios trabajar con este mismo valor o con múltiplos de él.
- El ángulo de elevación sobre el horizonte, arriba del cual se capta información, es de 10°, anterior a marzo de 2001 se establecía de 15°.
- La información que se capta contiene las dos frecuencias disponibles en el sistema, así como el código CA.
- La información se capta en el formato propio del receptor y puede ser transformado al formato RINEX.

Equipo de las estaciones fijas:

- Receptor GPS de doble frecuencia
- Antena geodésica L1/L2
- Corriente alterna regulada y baterías

- Unidad de no paro
- PC Pentium IV
- Software de descarga automática de la información
- Unidad escritora de discos compactos
- Impresora
- Línea telefónica

Ventajas:

- Los levantamientos se realizan con menor número de personas por brigada.
- No se requiere establecer visibilidad entre estaciones levantadas simultáneamente.
- El tiempo para establecer una estación en campo se reduce de días a horas.
- Reducción del tiempo de proceso de la información en gabinete.
- Obtención de resultados con alta precisión empleando técnicas diferenciales.

Todo lo anterior redundará en la reducción de tiempos y costos, en beneficio del incremento de la producción.

Las estaciones de la RGNA sirven como puntos de referencia en los que se determinan las diferencias entre las posiciones precisas y las derivadas directamente de los datos transmitidos por los satélites del sistema GPS-NAVSTAR en un momento dado. Estas, tienen una función activa, ya que además de proporcionar sus coordenadas, también se utilizan los datos derivados en ellas de las observaciones satelitales. Cada una es una estación "ocupada" de operación continua, que tiene la ventaja de estar al servicio de cualquier usuario, que al momento de planificar y ejecutar cualquier levantamiento con equipo GPS, sabe que cuenta con por lo menos los datos de dos estaciones precisas a su disposición. La función de las estaciones fijas consiste en rastrear continuamente la constelación de satélites, cuyos datos están a disposición de los usuarios para obtener su posición diferenciada a la RGNA. La información que se proporciona a los usuarios son archivos que contienen información de los satélites, para lo cual, cada estación cuenta con un sistema de captura, descarga, respaldo y procesamiento de la información.

COORDENADAS GEOCÉNTRICAS DE LA RED DE ESTACIONES FIJAS. (CON VALORES REFERIDOS A ITRF92, ÉPOCA 1988.0 Y ELIPSOIDE GRS80)

Nombre De La Estación	Latitud Norte (° ' ")	Longitud Oeste (° ' ")	Altura Elipsoidal (M)	Altura Vertical de la Antena (M)
CHET	18 29 42.99542	88 17 57.20162	3.013	0.143
CHI3	28 39 43.89732	106 05 12.25225	1413.185	0.234
COL2	19 14 40.00225	103 42 06.77207	528.840	0.160
CULI	24 47 54.79178	107 23 02.18514	75.450	0.136
HER2	29 05 33.17336	110 58 01.96439	186.959	0.274
INEG	21 51 22.15474	102 17 03.12524	1888.316	0.180
LPAZ	24 08 19.66904	110 19 09.63570	-7.215	0.135
MERI	20 58 48.16279	89 37 13.13418	7.912	0.135
MEXI	32 37 58.76806	115 28 32.51529	-22.421	0.137
MTY2	25 42 55.82609	100 18 46.45205	521.781	0.141
OAX2	17 04 42.02155	96 43 00.25760	1607.142	0.185
TAMP	22 16 41.95723	97 51 50.48937	21.107	0.186
TOL2	19 17 35.64431	99 38 36.49337	2651.725	0.148
VIL2	17 59 25.47706	92 55 51.94738	27.720	0.124
CAM2	19 50 39.93767	90 32 24.58870	12.191	0.134

El valor de las alturas verticales en dicha columna, corresponde a la altura existente de la placa al centro de fase de la antena.

El tipo de antena y receptor GPS se encuentra especificado en los archivos RINEX.

Actualización 17/Enero/2003.

II.- ASPECTOS GENERALES DE LAS REDES GEODÉSICAS.

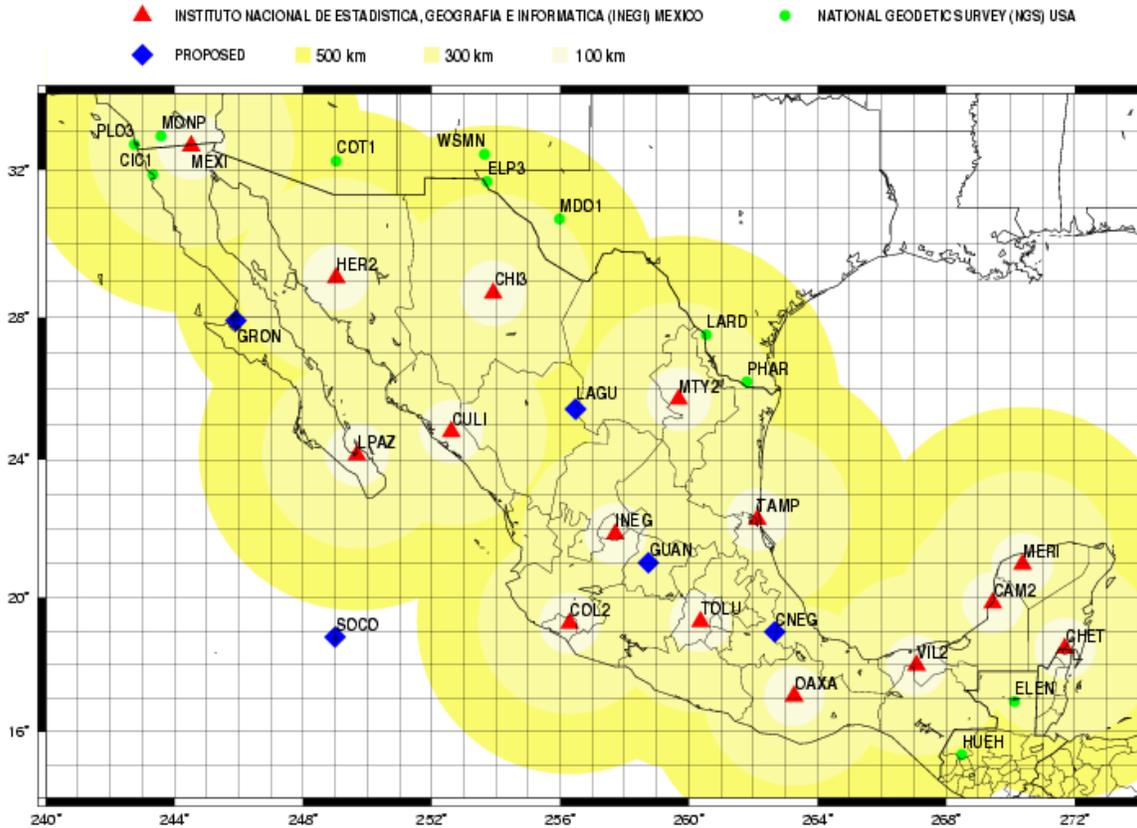


Figura 8.- Red Geodésica Nacional Activa del INEGI en funcionamiento.

Por lo tanto, INEGI ha establecido una red nacional de GPS de alta precisión, referida al marco de control definido por el Servicio de Rotación Terrestre Internacional/Marco de Referencia Terrestre Internacional (IERS/ITRF). El límite de este marco geocéntrico son 15 estaciones GPS de seguimiento continuo, que reciben el nombre de la Red Geodésica Activa Nacional (figura 8). La posición de estas estaciones ayuda a materializar el marco de referencia espacial, tan bien como servir en la propagación de las coordenadas a cualquier otra posición de observación. Una de las metas principales del RGNA es servir como la espina dorsal a los trabajos recientes para crear el sistema de catastro rural (PROCEDE).

Los objetivos de PROCEDE, son generar pertinentemente la evidencia cartográfica que basa la transferencia legal de la característica de las tierras rurales mexicanas. Esta información se mantiene en una base de datos cartográfica constante en el ITRF, que es la base para todos los productos cartográficos del INEGI.

A casi doce años de poner en funcionamiento en México de RGNA, es hora de hacer algunas reflexiones que contribuyan para evaluar el servicio dado por las 15 estaciones de las estaciones continuas de referencia que conforman dicha red,

que se colocó abajo del orden de la precisión de 1:10 000 000, equivalentes a la orden A de las normas propuestas por el National Geodetic Survey of United States of America.

El criterio seguido por el establecimiento de las 15 estaciones, era asegurar la cobertura nacional, de modo que cualquier punto situado dentro del área continental mexicana tuviera acceso a la información por lo menos de una estación de la red. Para tales efectos, a un radio de cobertura de 500 kilómetros por cada estación es seleccionado. Esta longitud fue determinada permitiendo el tratamiento de la información con métodos convencionales y programas comerciales para el cálculo de manera confiable. En la tabla, se demuestran que las coordenadas geodésicas de estas estaciones se refirieron al ITRF92 a la época 1988.0, y al GRS80 como sistema de referencia geodésico.

Actualmente INEGI, cuenta con equipo adicional para reforzar la operación de la red (véase figura 8), así como están buscando alianzas estratégicas con otros generadores de información geodésica para conformar una sociedad para fortificar la actividad geodésica a nivel nacional. También, se está analizando la posibilidad para difundir la corrección diferencial para mejorar la navegación en tiempo real.

2.4.- ESTACIÓN DE REFERENCIA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA.

La Estación de Referencia de Operación Continua, (CORS) por sus siglas en inglés (Continuous Operating Reference Station), es solo una forma de llamar a lo que es realmente una ESTACION PERMANENTE GPS. “Una Estación Permanente GPS está constituida por un receptor GPS que registra datos satelitales en forma continua (las 24 horas del día durante todo el año), claro está que los datos se recaban y manipulan en una PC con su respectivo software”.

Los últimos avances del sistema GPS en aplicaciones de ingeniería, esta la cartografía y GIS que exigen cada vez más el empleo de estaciones permanentes, cuya función es generar y distribuir los datos a su vez proporcionados por el receptor GPS, mediante la descarga periódica y automática de los datos crudos GPS y la distribución automática y periódica de los mismos a carpetas remotas vía enlace de comunicación TCP/IP (Internet), MODEM o Puerto Serial. Así como la transmisión de las correcciones diferenciales para levantamientos en tiempo real, vía enlace de comunicación TCP/IP (Internet), MODEM o Puerto Serial directo.

El interés de establecer una estación de referencia permanente en la Facultad de Ingeniería, es porque esta clase de sistemas nos brinda la posibilidad de usar la estación para servicios múltiples con fines administrativos, docentes, aplicación de la ingeniería y de investigación, en la UNAM y en otras instituciones que también requieran datos GPS.

Los objetivos de la estación de referencia son:

- Establecer y formar un marco de referencia dinámico de 1er orden mediante la liga a redes geodésicas activas y pasivas de otras instituciones nacionales y extranjeras.
- Ampliar la red de estaciones de referencia GPS, contribuyendo al desarrollo de este sistema en México.
- Facilitar los datos de la estación a cualquier usuario, bien en tiempo real (radio-módem, telefonía GSM), bien en Post-Proceso (Internet, BBS).
- Generar y distribuir los datos de la estación, mediante la descarga periódica y automática de los datos crudos GPS y la distribución automática y periódica de los mismos a usuarios remotos, a través de internet o WAN de la UNAM.

- Transmisión de los datos de correcciones diferenciales para levantamientos en tiempo real, mediante el enlace de comunicación a través de radio UNAM.

Los componentes de la estación de referencia son los siguientes:

- Un Servidor de Estación de Referencia de Operación Continua
- Un Receptor GPS de categoría geodésica.
- Una Antena de Bobina Anular.
- Suministro de energía de corriente continua y alterna.
- Enlace de comunicación TCP/IP, MODEM o Puerto Serie.
- Ubicación en una estructura geotécnica estable y libre de obstrucciones o interferencias electromagnéticas.
- Un sistema de protección contra descargas eléctricas y electroestáticas.

El Sistema de Monitoreo considerado en este proyecto incluye un equipo GPS geodésico, con las siguientes características.

- Un receptor GPS geodésico de doble frecuencia con 12 canales.
- Precisión de línea base para mediciones en tiempo real:

- Estáticas 5mm + 0.5ppm, e. m. c.
- Cinemáticas 10mm + 1ppm, e. m. c.

- Precisión de línea base para mediciones de post proceso:

- Estáticas 5mm + 0.5ppm, e. m. c.
- Cinemáticas 5mm + 0.5ppm, e. m. c.

- Registro en tarjetas internas y removibles de hasta 256 Mbytes;

- 4 puertos de alimentación de energía;
- 4 puertos de comunicación RS-232.

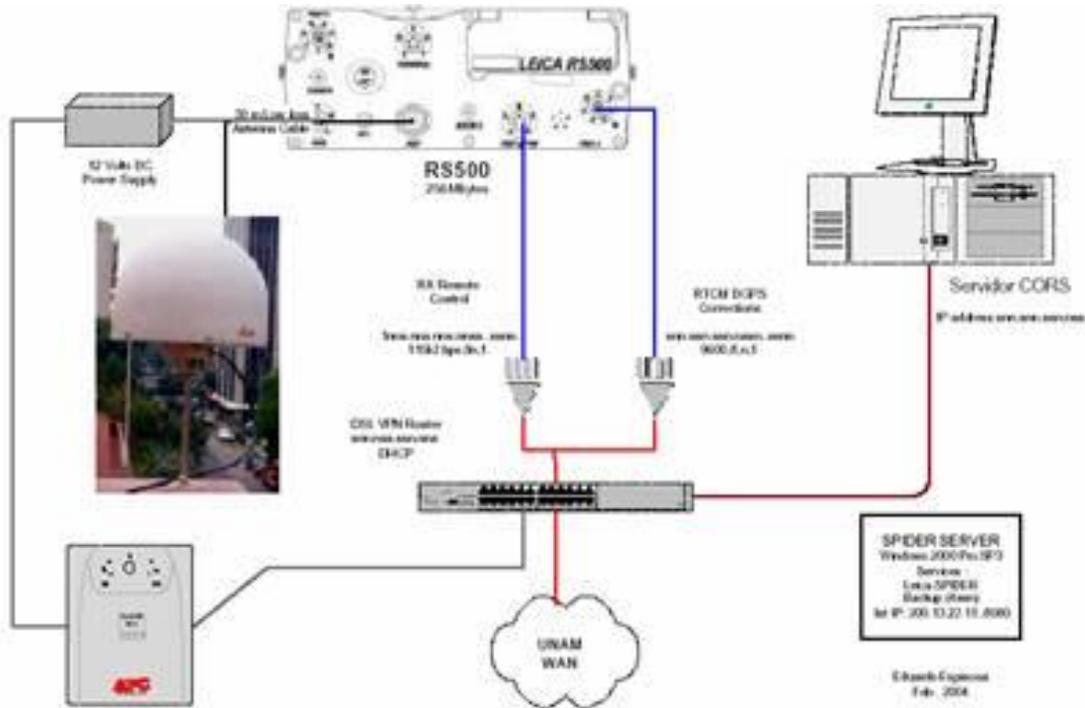


Figura 9.- Esquema de una instalación de una estación de referencia GPS.

Para la puesta en marcha de la estación de referencia se necesita un lugar con visibilidad amplia, de tal modo que no se debe tener obstáculos en un ángulo de 10 a 15 grados respecto a la horizontal del receptor. Debe tenerse en cuenta que árboles, muros y alguna otra obstrucción al receptor puede ocasionar pérdidas de la señal.

Para poder obtener una buena señal, se debe poner el instrumento lejos de corrientes eléctricas y estructuras metálicas para que la señal no se disipe.

Las condiciones atmosféricas son normalmente un factor para la selección del sitio permanente de la estación y que pueda resistir a la intemperie. El clima local será un factor importante para el modo de cuidado de la antena.

Para la decisión definitiva de la ubicación de la antena, además de las consideraciones anteriores debe tenerse en cuenta lo siguiente:

1. Libertad de obstáculos que impidan o distorsionen la señal GPS.

2. Emplazamiento geológicamente estable, es decir, que el terreno no sufriese deformaciones, o en el peor de los casos que éstas fuesen conocidas y observables.
3. Fácil conexión a la red eléctrica y telefónica, con especial atención a la conexión a Internet.
4. Fácil acceso que permitiese la realización de una nivelación geométrica.
5. Seguridad y protección.

La estación permanente, debe de tener una instalación de alta calidad que soporte la antena. A campo abierto el monumento típico tiene una base a nivel rocoso, es decir, anclado a profundidad y elevado de la superficie más de 1.50m, situado en una posición conveniente para un rendimiento óptimo. Los presupuestos de obra para la monumentación dependerán de la aplicación y características del sitio escogido. Estabilidad, costos, y acceso son las consideraciones a seguir.

El monumento para aplicación de calidad geodésica deben contar con las más estrictas normas de calidad. Según algunas normas de monumentación, se debe hacer un estudio de suelo en el área de interés donde se piensa colocar el monumento, en el caso de ser un manto rocoso fijo se necesita un anclaje de monumento poco profundo, pero en casos de suelos blandos se tiene que anclar el monumento hasta tocar manto rocoso, esto se debe a que no se pueden tener movimientos significativos o deslizamiento del monumento. Si el lecho de roca está disponible, debe evaluarse su calidad.

Existen varios tipos de monumentos para estaciones geodésicas de referencia, dependiendo de su ubicación o las necesidades del usuario.



Figura 10.- La instalación más sencilla y económica, está anclado a una base existente de concreto en la azotea de la DICyG, sostenido mediante una placa de aluminio especialmente torneada para ajustarse a la base nivelante y la brida que sujeta a la antena.

La Estación de Referencia permite la transmisión de correcciones diferenciales en tiempo real para la obtención de coordenadas corregidas en aquellos receptores GPS que tengan la capacidad de la recepción de las mismas en formato RTCM.

En el área de cobertura del sistema de transmisión se pueden obtener precisiones desde 5mm hasta 3 metros, de acuerdo al tipo del receptor GPS móvil y la distancia a la estación de referencia.

Con el funcionamiento de la estación de referencia DICyG, la Facultad de Ingeniería puede brindar servicios a distintos usuarios, que de cierta forma están vinculadas con la planeación regional y urbana, desarrollo y administración de recursos naturales, prevención de desastres, sistema de información catastral, sistemas de transporte, navegación, comunicaciones, la investigación y la docencia.

Algunas aplicaciones de las estaciones de referencia son:

1. Geodinámica: En la determinación de la deformación y el desplazamiento de la corteza terrestre a nivel local.
2. Geomática: Usuarios dedicados a la colección de datos para Sistemas de Información Geográfica mediante receptores GPS/GIS de post proceso o tiempo real. Confección de mapas para servicios públicos; estudios catastrales; delimitación de zonas de riesgo.
3. Obras civiles: En el establecimiento de bases en obras de desarrollo lineal como carreteras, ferrocarriles y de grandes obras de ingeniería como túneles, puentes, presas. También la determinación de redes eléctricas, telefónicas, de conducción de aguas.
4. Hidrografía: En batimetría para la localización de la infraestructura (obras portuarias, dragado, plataformas y la configuración del suelo marino).
5. Deformación de estructuras y hundimientos: Se pueden monitorear en tiempo real, desplazamientos horizontales y verticales en estructuras, vialidades y mobiliario urbano en forma continua las 24 horas del día si es preciso.
6. Navegación terrestre y marítima: Permite la situación instantánea y continua de cualquier vehículo sobre una cartografía digital. También permite la navegación precisa en tiempo real así como la disponibilidad instantánea de la dirección, velocidad y aceleración de los barcos y el guiado de los mismos.

7. Fotogrametría: Se usa para facilitar el control de vuelo fotogramétrico y mejorar la precisión del mismo. Los pilotos tienen un plan de vuelo, la zona de levantamiento y las líneas de vuelo por efectuar. El GPS proporciona una situación correcta de cada línea de vuelo en el espacio en tiempo real y control continuo de los movimientos de ladeo, deriva y cabeceo del avión. Proporciona además la posición del punto principal de cada fotografía aérea.
8. Control vehicular: Las más empleadas son para la localización de vehículos; dado el alto índice de robos de vehículos, algunas compañías fabricantes de automóviles y compañías aseguradoras han empezado a instalar este tipo de aparatos en lugares ocultos dentro de los automóviles.
9. Rastreo: También es otra aplicación muy importante; por ejemplo, algunas compañías que prestan sus servicios con vehículos utilizan un programa de computadora provisto con una cartografía digital de una ciudad o de una región, para rastrear todos sus vehículos.
10. Topografía: En levantamientos topográficos de cualquier extensión y replanteo de cualquier tipo de infraestructura en tiempo real.
11. Control Medioambiental: Evaluación de daños en el campo; desplazamiento de taludes; realización de mapas de riesgo; determinación de linderos; atención a desastres hidro-meteorológicos.

Estas son aplicaciones de mayor uso en GPS, entre otras no menos importantes, dando como resultado una necesidad a realizar una estación de referencia. Como resultado, nació esta idea y necesidad de proponerlo como proyecto de ingeniería.

La DICyG cuenta con varios receptores GPS de una y dos frecuencias, se pueden brindar algunos servicios tomando en cuenta, el tipo de aplicación, el número de receptores GPS, el tipo de enlace de comunicación, la modalidad de posicionamiento tiempo real o post-proceso.

Dando resultados satisfactorios como los que citan a continuación:

1. Permite la realización de proyectos que requieran posicionamiento geodésico con equipo GPS en tiempo real y pos proceso.
2. Sirve de apoyo a la docencia y a la investigación.
3. Permite la colaboración con otras instituciones en proyectos de investigación.

III.- CÁLCULO DEL POSICIONAMIENTO DIFERENCIAL GPS.

En este capítulo se tratará de explicar el cálculo del posicionamiento diferencial con el sistema GPS, que ayuda a minimizar el error de las mediciones del receptor.

Como sabemos, el mundo no tiene condiciones ideales como quisiéramos, y en dado caso, con un receptor básico como el que conocemos todos sería idóneo para la obtención de la posición del punto en estudio. Pero en la realidad, las mediciones de radiofrecuencias son afectadas por varios entornos que causan distorsión en la señal obtenida por el receptor.

De esta idea nace el DGPS (por sus siglas en inglés Differential Global Positioning System) que es una modalidad mejorada del GPS básico. En principio, el sistema de posicionamiento diferencial GPS usa la misma infraestructura que el GPS común y con su forma de corregir llega a alcanzar más precisión que el GPS básico.

Si el GPS proporciona buenas medidas para cartografía digital, el DGPS proporciona unas mediciones que en aplicaciones móviles alcanza una precisión de hasta un par de metros y bastante mejores en aplicaciones estáticas del orden de centímetros e inclusive milímetros según el fabricante del receptor.

El GPS se convierte en un recurso importante, no solo para la navegación de buques y aviones, y esto con el concepto de que es un sistema universal para el posicionamiento y medición de puntos.

La idea básica del DGPS es utilizar dos receptores. Las imprecisiones de las señales GPS provienen de diversas fuentes, como los relojes de los satélites, órbitas imperfectas y, especialmente, del viaje de la señal a través de la atmósfera terrestre. Y dado que estas imprecisiones son variables, es difícil predecir cuáles serán a fin de corregirlas. Y lo que es más, necesitamos una forma de medir los errores reales tal y como se producen. Aquí es donde entra el segundo receptor. Este se sitúa en un lugar cuya posición se conoce exactamente. Este receptor calcula su posición a partir de los datos de los satélites y luego compara la respuesta con su posición conocida. La diferencia (de ahí la palabra “diferencial”) es el error en la señal GPS.

3.1.- PROCEDIMIENTO DE POSPROCESO DE MEDICIONES CON EL SISTEMA DE POSICIONAMIENTO DIFERENCIAL GPS.

El posicionamiento diferencial GPS elimina los errores producidos por la misma naturaleza y el usuario infiltrados en las mediciones del GPS. Los errores son pequeños en magnitud pero se requiere ser minimizado para fines de altas precisiones en trabajos de posicionamiento.

Si había una cierta manera de decir al receptor que había una cantidad X de error en la señal que recibía, podría compensar esa misma cantidad. Bien, hay alguna manera que se ha llamado método relativo o diferencial GPS, o DGPS.

Al mismo tiempo, el navegador en la parte más baja del diagrama ha registrado un rango de posición de la gama del propio GPS. Porque la mayor parte de los componentes son esencialmente idénticos para ambos receptores, cualquier corrección diferencial calculado para la unidad más baja se podría aplicar al rango de posición de navegadores de GPS, de tal modo se anulan esos factores de error. Es debido al hecho de que los factores de error están cambiando continuamente que es tan crítico que los receptores de base y de navegación móvil de GPS registran los mismos datos de los mismos satélites durante los mismos periodos de tiempo.

Otra consideración muy importante es la longitud de las líneas de base-es decir, la distancia entre la base y el móvil. Esto se debe a que si el móvil tiene una distancia considerable de la base, por ejemplo, 500 kilómetros, es posible que los dos receptores puedan observar uno o varios satélites diferentes. También es posible que las condiciones ionosféricas / troposféricas puedan ser diferentes. A cierta distancia de separación, la magnitud del error ya no es idéntica para ambos receptores y la exactitud de la corrección diferencial irá disminuyendo progresivamente.

Para el posicionamiento de Código diferencial, las distancias de la línea de base deben mantenerse por debajo de los 300 kilómetros. Para el posicionamiento diferencial de portadora de fase, la longitud de la línea base es mucho más crítica, añadiendo entre 1 y 10 partes por millón (ppm) de error. Esto significa que una línea base de 100 kilómetros podría añadir entre diez centímetros y un metro de error. Por lo tanto, la portadora de fase son las mejores líneas de base cuando se mantiene por debajo de 20 kilómetros.

El post-proceso es el método más común de corrección diferencial, que no requiere de conexión real entre el receptor móvil y la base, en cada uno de ellos solo se necesitan de sus respectivos períodos de recolección de datos. La corrección de los datos obtenidos por la base se aplica a los datos recogidos por el móvil en algún momento posterior. Una vez más, hay que destacar que ambos receptores deben recoger datos de los mismos satélites al mismo tiempo. Está bien si la unidad base comienza la recolección de datos antes de que el móvil, y / o sigue reuniendo datos después de que el móvil ha terminado. No es recomendable hacerlo a la inversa. En otras palabras, todo el período de tiempo de la recopilación de datos del móvil debe ser plenamente acompañada de los datos de la base. Si no es así, los datos del móvil no serán plenamente corregibles y la información debe ser recopilada nuevamente.

Normalmente, la unidad base se enciende al principio del día y continuamente recoge datos hasta que el móvil retorna la señal. El móvil está activado sólo cuando los datos de la posición se recogen, apagado cuando haya terminado en ese lugar, se refirió de nuevo a recoger datos en la siguiente ubicación, y así sucesivamente a lo largo del día.

Una vez que el móvil realice la recolección de datos, la base también puede ser detenida. Los datos de ambos receptores se descargan en un equipo en el que el software diseñado específicamente (por lo general, productos específicos), aplica la corrección de los vectores de la base determinados a los conjuntos de datos del móvil. En realidad, sólo al reloj y al calendario de efemérides se le aplican correcciones de posición real en lugar de correcciones a la posición actual. Es más sencillo obtener la posición real de esta manera.

La mayoría de los programas tienen alguna forma de cartografía rudimentaria, función que permite al usuario ver una representación gráfica de los datos corregidos. Algunos permiten al usuario ver simultáneamente los datos corregidos y sin corregir.

Las pseudo-distancias en datos crudos recogidos durante muchas horas pueden comenzar rápidamente a utilizar enormes cantidades de espacio de almacenamiento dentro del equipo. Para evitar esto, los datos suelen ser comprimidos. Lamentablemente, todas las empresas de fabricantes de receptores, que recogen y almacenan datos, lo hacen en sus propios formatos propietarios, que se traduce en la incompatibilidad de datos entre los fabricantes.

Para solucionar este problema, un conjunto de normas fue desarrollado para que permitan la transferencia de datos entre diferentes receptores. El cual se designa para dicho ideal el formato RINEX, independiente del receptor para el

intercambio de datos. Este formato fue pensado para el GPS, que es el equivalente a DOS del ASCII. Prácticamente todos los fabricantes tienen en sus módulos de software de procesamiento la incorporación de los datos en RINEX para las soluciones de la corrección DGPS, aunque algunos son más fáciles de usar que otros.

El uso de datos RINEX permite a los usuarios aplicar correcciones a sus datos incluso cuando no hubiera una base de su propio receptor. Una tentación es adquirir RINEX de corrección de datos de cualquier fuente confiable dondequiera que sea. Sin embargo, es importante mantener la línea de base de longitud en cuenta ya que puede tener un impacto significativo en la precisión resultante.

3.2.- CONVERSION DE COORDENADAS GEOGRÁFICAS A UNA PROYECCIÓN UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR (UTM).

Las localizaciones geográficas tienen una gama ilimitada de usos específicos dentro de proyectos de ingeniería, como son mallas de muestreo, vértices de parcelas y localización de proyectos en general; pero hoy en día con el uso generalizado de los sistemas de navegación global por satélite (Sistemas GNSS el más usado es la constelación NAVSTAR-GPS), ya es necesario conocer los parámetros que utilizan dichos sistemas para evitar incertidumbre en la obtención de resultados de las mediciones con este tipo de métodos, y al observar la superposición errónea de cartografía digital dada por instituciones o mediciones previas.

Se desarrolla esta proyección UTM en la presente publicación, no porque sea la mejor, sino porque es la proyección más utilizada en todo el mundo y la cual da origen a un lenguaje universal en el mundo de la cartografía, no solo la matemática sino la digital actualmente, y de ello el mundo puede dar información cartográfica que puede llegar a ser de relevancia de tal modo que se visualicen en un solo estrato cartográfico con deformaciones menores hablando de una escala global.

La aclaración relativa de que no es la mejor, es el hecho de que presenta problemas a la hora de cambiar de husos UTM, que son cambios de longitud en un rango de 6° por huso UTM, entre otras complicaciones.

Sabiendo la forma y representación terrestre, se define el datum, que se el origen del sistema de coordenadas geodésico que no se puede extrapolar globalmente hablando.

Después se determinan una serie de puntos empleando distintos datums para observar diferencias, al igual que coordenadas geocéntricas y geográficas. También se define el sistema WGS-84; que es el sistema nativo del sistema de navegación por satélite más comercial en uso hoy día, GPS.

Esto se hace con el fin de que, al realizar o utilizar, un trabajo de cartografía previamente realizado, las coordenadas obtenidas por el observador empalmen sin ningún tipo de discrepancia de gravedad con otras usadas en diferentes sistemas.

Para poder localizar un punto geográficamente, debemos conocer alguno de los incisos a tratar:

- a) Coordenadas geográficas en formato Latitud y Longitud.
- b) Coordenadas en proyección UTM con formato (X,Y)

A su vez deben cumplir con los siguientes parámetros:

- a) Que el punto sea único.
- b) Que el sistema empleado para el sistema de proyección sea identificado sin problemas al identificar el punto.

El problema de la cartografía ha sido, y seguirá siendo, el hecho de poder obtener una representación en proyección plana de la Tierra sin las deformaciones que esta presenta; esto sin importar que su representación matemática sea una esfera o un elipsoide de revolución.

En las proyecciones cartográficas se estudian las distintas formas de desarrollar la superficie terrestre en proyección plana minimizando, en lo posible, las deformaciones sufridas al representar la superficie terrestre.

Cuando la zona de estudio rebasa la extensión de terreno como para tomar en cuenta la esfericidad terrestre, se utiliza una proyección cartográfica que mejor se ajuste a las condiciones de las deformaciones con respecto a las latitudes y longitudes de dicha zona. En esta porción de terreno plasmado en algún soporte plano se le llama “mapa”.

En el caso en el que la esfericidad terrestre no realiza ningún tipo de corrección que afecte a las coordenadas, se dice que se realiza un levantamiento topográfico y dicho producto se llama “plano topográfico”.

El sistema UTM es un sistema de proyección cartográfica ideado en 1569 por Gherard Kremer, o mejor conocido como Gerardo Mercator que es su nombre en latín, tendencia que se designa en esa época por los eruditos de aquel tiempo, cuyo nombre de la proyección fue adoptado por el apellido del autor. Dicho sistema está basado en construir un mapa geoméricamente regular de manera tal que los meridianos y paralelos se transforman en una red rectangular de manera que se conservan los ángulos y las distancias.

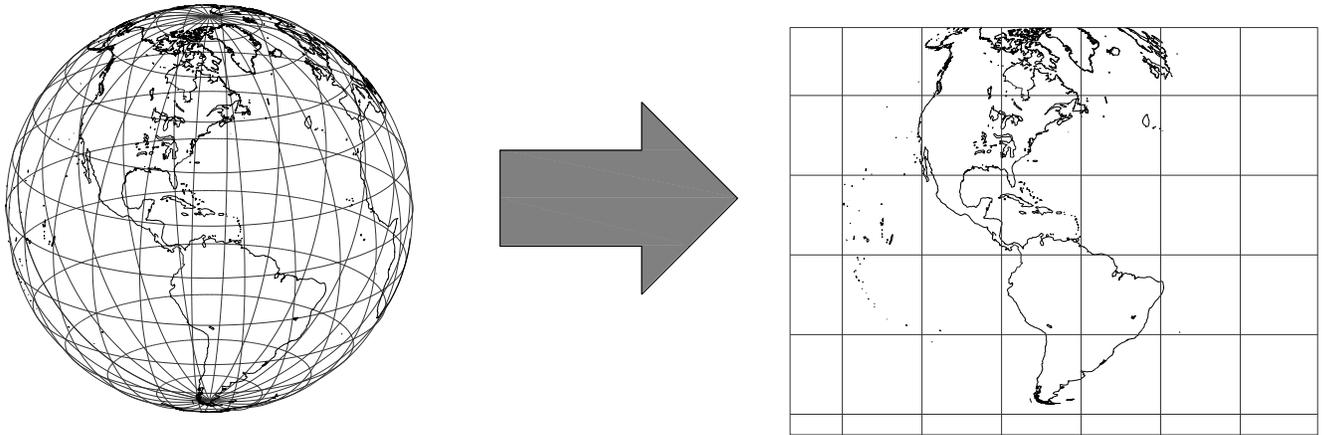


Figura 11.- Proyecciones cartográficas.

Existen tres tipos de transformación de coordenadas en función de la variable que conservan una vez proyectadas:

1. **Proyecciones conformes.**- Son aquellas en las que los ángulos se conservan al igual que la forma, con una relación de semejanza de un valor de "1" en el centro de la proyección hasta un valor máximo de "1+c" en los límites del campo de proyección. Esta deformación "c" es proporcional al cuadrado de las distancias que une el centro de la proyección con el punto a proyectar. Otro ejemplo de proyección conforme es la de Lambert muy utilizada en México.
2. **Proyecciones equivalentes.**- Son aquellas en las que la superficie proyectada se conserva. Ejemplos claros de estas proyecciones están la de Boone, Sinusoidal o la de Goode.
3. **Proyecciones afilácticas.**- Son aquellas que no conservan ni los ángulos ni las distancias. Un ejemplo claro de este tipo de proyección es la "UPS" o mejor conocida como "Universal Polar Stereographics" (Proyección Estereográfica Polar Universal), que como su nombre lo indica es la más usada en latitudes polares.

La proyección UTM conserva, por lo tanto, los ángulos pero distorsiona todas las superficies sobre los objetos originales así como las distancias existentes.

La proyección UTM es la proyección más utilizada en todo el mundo, dada la gran importancia militar, y debido a que el Servicio de Defensa de Estados Unidos lo estandariza para su empleo mundial en la década de los 40. Esta misma proyección esta dentro de las llamadas proyecciones cilíndricas, por emplear un cilindro situado en una posición espacial para proyectar los puntos geográficos de interés.

El sistema de proyección UTM emplea como base la proyección Transversa de Mercator (TM). Este es un sistema que emplea un cilindro tangente ubicado en el ecuador del elipsoide.

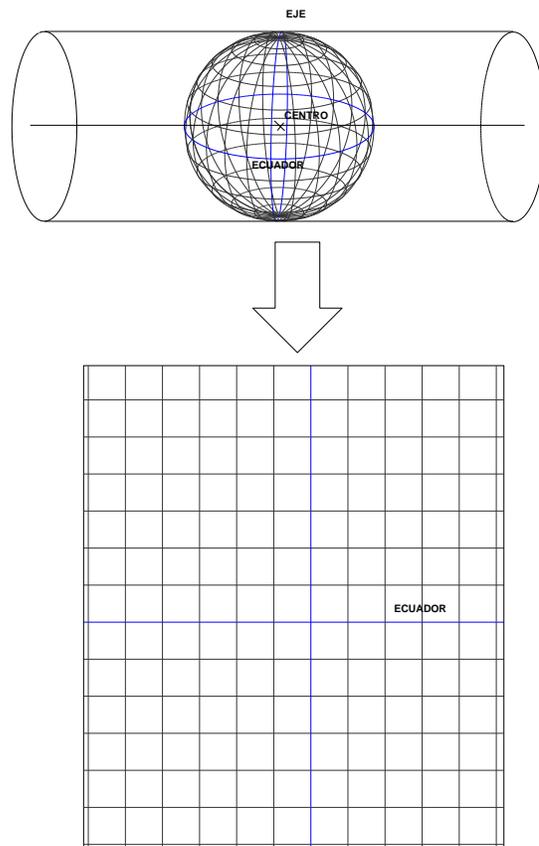


Figura 12.- La red creada hace que tanto meridianos como paralelos formen cuadrículas oblicuas de manera que una recta oblicua situada entre dos paralelos forma un ángulo constante con los meridianos.

III.- CÁLCULO DEL POSICIONAMIENTO DIFERENCIAL GPS.

En seguida se muestra la proyección TM aplicada a México para la apreciación de dicha proyección.

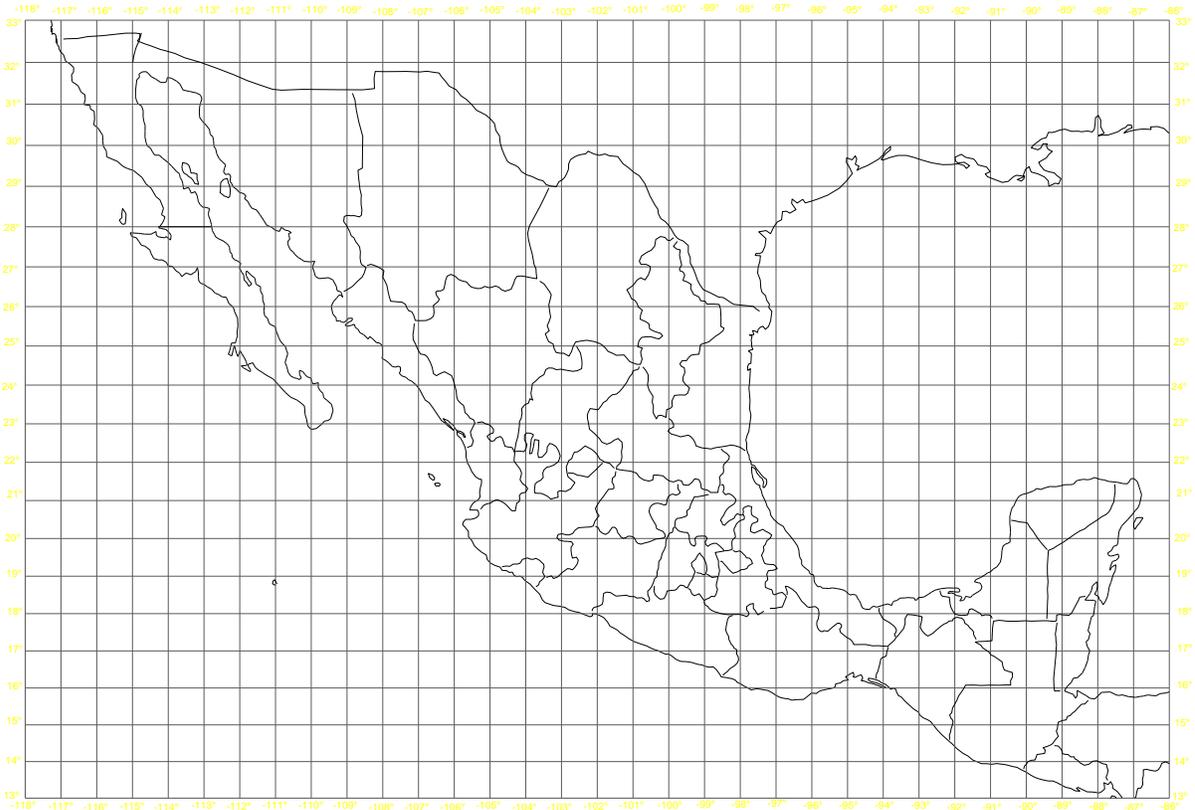


Figura 13.- Proyección Transversa de Mercator para el país de México.

La proyección Universal Transversa de Mercator (UTM) toma como base la proyección de Mercator (TM), sin embargo la posición del cilindro de proyección es transversal respecto al eje terrestre.

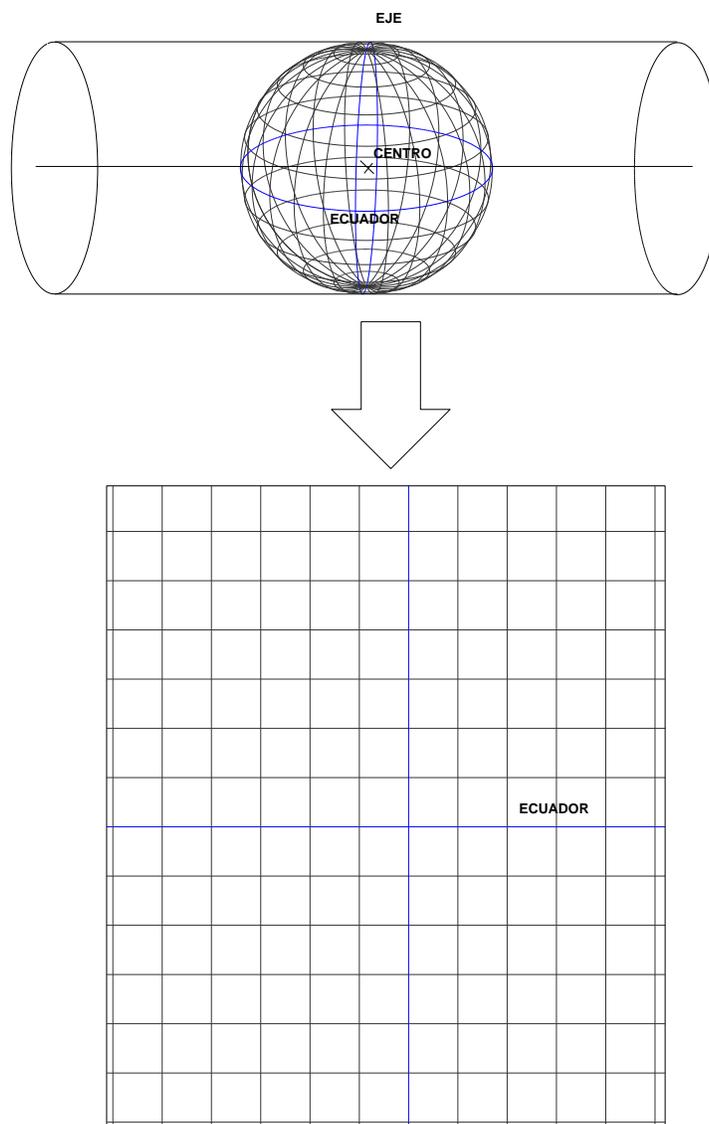


Figura 14.- Proyección Universal Transversa de Mercator que es tangente al meridiano central del Huso a representar.

Se define un Huso como las posiciones geográficas que ocupan todos los puntos comprendidos entre dos meridianos. Cada Huso puede contener 3° , 6° u 8° . El sistema UTM emplea Husos de 6° de Longitud llamadas Zonas UTM.

En el sistema UTM se crean Zonas UTM comprendidos de 6° de longitud creándose un meridiano central de 3° de longitud de los extremos de cada Zona UTM. Las zonas UTM se generan a partir del meridiano de Greenwich.

Esta red creada se genera a partir de cada Zona UTM, mediante el uso de cada cilindro distinto para obtener cada una de las Zonas UTM, siendo cada uno de los cilindros tangentes a cada uno de los meridianos centrales cuya longitud es de 3° o múltiplo de esta cantidad con 6° de separación.

Sobre la línea del meridiano central, el modulo de deformación lineal K es igual a , creciendo linealmente conforme se aumenta la distancia a este mismo meridiano central.

Esta relación entre las distancias reales y las proyectadas presenta un mínimo de 1 y un máximo de 1.01003, que es la distorsión lineal de 0 a 1.003%.

Para evitar dicha distorsión antes mencionada en la proyección UTM, se aplica un factor de corrección a todas las distancias $K_c = 0.9996$, de modo que la posición del cilindro de proyección sea secante al elipsoide.

La transformación realizada por la proyección hace que únicamente dos líneas se consideren rectas, que es en la misma dirección de paralelos y meridianos, el meridiano central de la zona UTM y el paralelo 0° en los que ambos coinciden con el meridiano geográfico y el paralelo principal.

El factor de escala aumenta en mayor magnitud conforme aumenta la distancia al meridiano central.

El sistema de proyección UTM tienes muchísimas ventajas en comparación con otros sistemas de proyección:

- Conserva los ángulos.
- No distorsiona las superficies en grandes magnitudes (por debajo de los 80° de latitud).
- Es un sistema que designa un punto o zona de manera concreta y fácil de localizar.
- Es un sistema empleado por todo el mundo, empleo universal, fundamentalmente por su uso militar.

El sistema UTM se utiliza normalmente entre 0° y los 84° de latitud norte y los 80° de latitud sur. No se emplea más allá de los 80° de latitud dado que produce una distorsión mas acusada cuanto mayor es la distancia al ecuador, como ocurre en los polos, por ello se emplea esta proyección en ese intervalo de latitudes. Para cartografías de zonas polares se usa regularmente el sistema UPS.

En los siguientes pasos se muestran los algoritmos a utilizar para determinar la transformación de coordenadas de un punto con coordenadas geográficas (latitud y longitud) a un sistema de proyección UTM.

Primero se necesita determinar los parámetros del elipsoide, tanto el semieje mayor a , como el semieje menor b , coeficiente de distorsión $k_0 = 0.9996$, el meridiano central λ_0 , y los puntos a transformar, latitud ϕ_1 y longitud λ_1 .

Los pasos para determinar las coordenadas en proyección UTM se enuncian a continuación:

$$\Delta\lambda := |\lambda_1 - \lambda_0|$$

$$v := \frac{a}{\sqrt{1 - e^2 \cdot |\sin(\phi_1 \cdot \text{RAD})|^2}}$$

$$\rho := \frac{a \cdot (1 - e^2)}{\sqrt{1 - e^2 \cdot |\sin(\phi_1 \cdot \text{RAD})|^2}^3}$$

$$n := \frac{a - b}{a + b}$$

$$e^2 := \frac{a^2 - b^2}{a^2}$$

$$e'^2 := \frac{a^2 - b^2}{b^2}$$

$$e := \sqrt{e^2}$$

$$e' := \sqrt{e'^2}$$

$$A' := a \cdot \left[1 - n + \left(\frac{5}{4}\right) \cdot |n^2 - n^3| + \left(\frac{81}{64}\right) \cdot |n^4 - n^5| \right]$$

$$B' := \left(\frac{3}{2}\right) \cdot a \cdot \left[n - n^2 + \left(\frac{7}{8}\right) \cdot |n^3 - n^4| + \left(\frac{55}{64}\right) \cdot n^5 \right]$$

$$C' := \left(\frac{15}{16}\right) \cdot a \cdot \left[n^2 - n^3 + \left(\frac{3}{4}\right) \cdot |n^4 - n^5| \right]$$

$$D' := \left(\frac{35}{48}\right) \cdot a \cdot \left[n^3 - n^4 + \left(\frac{11}{16}\right) \cdot n^5 \right]$$

$$E' := \left(\frac{315}{512}\right) \cdot a \cdot |n^4 - n^5|$$

$$S := A' \cdot \text{RAD} \cdot \phi_1 - B' \cdot \sin(\text{RAD} \cdot 2 \cdot \phi_1) + C' \cdot \sin(4 \cdot \text{RAD} \cdot \phi_1) - D' \cdot \sin(6 \cdot \phi_1 \cdot \text{RAD}) + E' \cdot \sin(8 \cdot \phi_1 \cdot \text{RAD})$$

$$T1 := S \cdot k_0$$

$$T2 := \sin(|\phi_1| \cdot \text{RAD}) \cdot v \cdot \cos(|\phi_1 \cdot \text{RAD}|) \cdot \frac{k_0}{2}$$

$$T3 := \frac{(\sin(|\phi_1 \cdot \text{RAD}|) \cdot v \cdot \cos(|\phi_1 \cdot \text{RAD}|)^3 \cdot k_0) \cdot (5 - \tan(|\phi_1 \cdot \text{RAD}|)^2 + 9 \cdot e'^2 \cdot \cos(|\phi_1 \cdot \text{RAD}|)^2 + 4 \cdot e'^4 \cdot \cos(|\phi_1 \cdot \text{RAD}|)^4)}{24}$$

$$T4_1 := \frac{(v \cdot \sin(|\phi_1 \cdot \text{RAD}|) \cdot \cos(|\phi_1 \cdot \text{RAD}|)^5 \cdot k_0)}{720}$$

III.- CÁLCULO DEL POSICIONAMIENTO DIFERENCIAL GPS.

$$T4_2 := 61 - 58 \cdot \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2 + \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^4 + 270 \cdot e^2 \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2 - 330 \cdot \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2 \cdot e^2 \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2$$

$$T4_3 := 445 \cdot e^4 \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^4 + 324 \cdot (e^6 \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^6) - 680 \cdot \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2 \cdot (e^4 \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^4)$$

$$T4_4 := 88 \cdot (e^8 \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^8) - 600 \cdot \tan|\text{RAD} \cdot \phi_1|^2 \cdot (e^6 \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^6) - 192 \cdot \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2 \cdot (e^8 \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^8)$$

$$T4 := T4_1 \cdot (T4_2 + T4_3 + T4_4)$$

$$T5 := \frac{(v \cdot \sin|\phi_1 \cdot \text{RAD}| \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^7 \cdot k_0) \cdot (1385 - 3111 \cdot \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2 + 543 \cdot \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^4 - \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^6)}{40320}$$

$$T6 := v \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}| \cdot k_0$$

$$T7 := \frac{(v \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^3 \cdot k_0) \cdot (1 - \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2 + e^2 \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2)}{6}$$

$$T8_1 := \frac{(v \cdot \cos|\text{RAD} \cdot \phi_1|^5 \cdot k_0)}{120}$$

$$T8_2 := 5 - 18 \cdot \tan|\text{RAD} \cdot \phi_1|^2 + \tan|\text{RAD} \cdot \phi_1|^4 + e^2 \cdot \cos|\text{RAD} \cdot \phi_1|^2 \cdot 14 - \left[58 \cdot (e^2 \cdot \cos|\text{RAD} \cdot \phi_1|^2) \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2 \right] + (e^4 \cdot \cos|\text{RAD} \cdot \phi_1|^4 \cdot 13)$$

$$T8_3 := 4 \cdot (e^6 \cdot \cos|\text{RAD} \cdot \phi_1|^6) - 64 \cdot (e^4 \cdot \cos|\text{RAD} \cdot \phi_1|^4) \cdot \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2 - 24 \cdot (e^6 \cdot \cos|\text{RAD} \cdot \phi_1|^6) \cdot \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2$$

$$T8 := T8_1 \cdot (T8_2 + T8_3)$$

$$T9 := \frac{(v \cdot \cos|\text{RAD} \cdot \phi_1|^7 \cdot k_0) \cdot (61 - 479 \cdot \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2 + 179 \cdot \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^4 - \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^6)}{5040}$$

$$Y := 0.0 + \left[T1 + (\Delta\lambda)^2 \cdot T2 + (\Delta\lambda)^4 \cdot T3 + (\Delta\lambda)^6 \cdot T4 + (\Delta\lambda)^6 \cdot T5 \right]$$

$$X := 500000 + \left[(\Delta\lambda) \cdot T6 + (\Delta\lambda)^3 \cdot T7 + (\Delta\lambda)^5 \cdot T8 + (\Delta\lambda)^7 \cdot T9 \right]$$

Donde $\Delta\lambda$ está dada en radianes, e es la primer excentricidad, e' es la primer excentricidad y ρ es la normal mayor al elipsoide.

3.3.- CONVERSION DE COORDENADAS GEOGRÁFICAS A COORDENADAS ORTOGONALES O TOPOGRÁFICAS.

En la actualidad, la práctica totalidad de los trabajos topográficos se abordan empleando estaciones totales y mediciones GPS, ya sea en modo estático con postproceso, o lo que cada es más habitual, en modo cinemático en tiempo real (GPS-RTK). La necesidad de plasmar los trabajos en un sistema de información geográfica (SIG) o en una cartografía existente, obliga a la ingeniería de hoy en día a realizar los cálculos en el sistema de referencia geodésico oficial del país en el cuál se está basando el trabajo. A pesar de todo ello, la metodología de cálculo de las coordenadas finales sigue siendo en muchas ocasiones similar a la que se llevaba a cabo décadas atrás, cuando el instrumental empleado era óptico mecánico y las distancias se medían con estadía, es decir, empleando un gran número de simplificaciones y con tratamiento local de las mediciones. Este procedimiento llega a afectar los resultados finales obtenidos y puede producir serios problemas cuando las coordenadas finales son comparadas por otros profesionales de la topografía.

Gracias a la potencia de las computadoras personales es posible calcular cualquier trabajo topográfico de forma prácticamente instantánea y rigurosa, incluyendo todos aquellos aspectos teóricos antes reservados exclusivamente a trabajos geodésicos. Por consiguiente, a continuación se describe el estudio realizado sobre la influencia de las principales correcciones geodésicas en un trabajo topográfico y muestra como, en función de la precisión y extensión del trabajo, se aplican sencillas consideraciones que en el procesamiento puede resultar una alternativa al cálculo riguroso.

Muchos profesionales de la topografía siguen sin incorporar estas cuestiones en la metodología de procesamiento y no es raro encontrarse con diferentes formas de tratar los observables clásicos y los procedentes del GPS-RTK. Saber tratar conjuntamente estos dos tipos de datos es fundamental y hacerlo erróneamente puede conducir a serias equivocaciones que afectarán a las coordenadas finalmente obtenidas. Algunas de las consideraciones geodésicas que intervienen son:

Para observables clásicos:

- Reducción de distancias del terreno al elipsoide y proyección del elipsoide al plano UTM.
- Reducción de lecturas acimutales del terreno al elipsoide y proyección del elipsoide al plano UTM.

- Error en los desniveles trigonométricos por la corrección estándar de esfericidad.
- Restitución de superficies terreno a partir de superficies medidas en el plano UTM.

Para observables GPS-RTK:

- Correcciones debidas a la transformación de los vectores del sistema geodésico del GPS al sistema geodésico local o regional.
- Problemas relativos a la práctica habitual de la referenciación geodésica de los mismos.

La influencia de estas correcciones geodésicas sobre un trabajo topográfico tipo es analizado y evaluando a su vez la importancia que conlleva su exclusión en el cálculo en función del alcance del trabajo, de la precisión del instrumental y de la ubicación. En aquellos casos en que aplicar de forma sistemática una sencilla corrección permite evitar el cálculo riguroso, se proponen estrategias de procesamiento alternativas al cálculo riguroso.

Usaremos el siguiente algoritmo para el cálculo de la conversión de coordenadas geográficas a topográficas. Realizaremos el cálculo por medio de las siguientes coordenadas de inicio y de fin como ejemplo:

$$\varphi_i = 23^\circ 41' 36.71626'' \text{ N}$$

$$\lambda_i = 98^\circ 57' 06.48091'' \text{ W}$$

Altitud (nmm): 223.072 m

$$\varphi_f = 23^\circ 41' 52.64589'' \text{ N}$$

$$\lambda_f = 98^\circ 57' 11.42766'' \text{ W}$$

Altitud (nmm): 224.6481 m

Para conseguir la conversión se transforman las coordenadas geográficas de inicio a coordenadas en proyección UTM como se describe en el capítulo 3.2 dando como resultado las siguientes coordenadas:

N: 504913.9881

E: 2620297.8049

Otros datos de interés conocidos son los del sistema geodésico de referencia, dichos datos se muestran a continuación:

DATOS DEL ELIPSOIDE DE REFERENCIA		
ELIPSOIDE	=	WGS84
SEMIEJE MAYOR (a)=		6378137.000
SEMIEJE MENOR (b)=		6356752.314
EXCENTRICIDAD (e)=		0.081819191

Ya sabiendo los datos necesarios para calcular la conversión se procede a utilizar el algoritmo que se muestra a continuación:

$$\varphi_m = \frac{\varphi_i + \varphi_f}{2}$$

$$\varphi_m = 23^\circ 41' 44.6811''$$

$$\Delta\varphi = \varphi_f - \varphi_i$$

$$\Delta\varphi = 0^\circ 0' 15.9296''$$

$$\Delta\lambda = \lambda_f - \lambda_i$$

$$\Delta\lambda = 0^\circ 0' 04.9467''$$

$$N = \frac{a}{(1 - e^2 \sin^2 \varphi_f)^{\frac{1}{2}}} = 6,381,588.400$$

$$\rho = \frac{a(1 - e^2)}{(1 - e^2 \sin^2 \varphi_f)^{\frac{3}{2}}} = 6,345,727.966$$

Estas son las constantes geodésicas del lugar, ahora se calcularán los elementos restantes para dicho lugar.

$$A = \frac{1}{N \text{sen} 1''} = 0.03232186$$

$$B = \frac{1}{\rho \text{sen} 1''} = 0.032504514$$

$$C = \frac{\tan(\varphi_m)}{2N\rho\text{sen}1''} = 1.11772 \times 10^{-9}$$

$$D = \frac{\frac{3}{2}e^2\text{sen}1''\text{sen}(\varphi_m)\text{cos}(\varphi_m)}{(1 - e^2\text{sen}^2\varphi_m)^{\frac{3}{2}}} = 1.79443 \times 10^{-8}$$

Se procede a calcular las proyecciones ortogonales sobre el elipsoide:

$$P_x = \frac{-\Delta\lambda\text{cos}(\varphi_f)}{A} = -140.141$$

$$P_y = \frac{\Delta\varphi}{B + \frac{CP_x^2}{B + \frac{D\Delta\varphi^2}{B}}} = 490.075$$

Se obtiene el ángulo que existe con las proyecciones sobre el elipsoide, por medio de la siguiente ecuación:

$$\theta = \text{angtan} \frac{P_x}{P_y} = -15^\circ 57' 30.012''$$

Se debe tomar en cuenta la dirección de las proyecciones sobre el elipsoide en el sentido que debe para poder interpretar el ángulo que tendrá el azimut. En el caso de este ejemplo como la proyección en x (P_x) es negativa y la proyección en y (P_y) es positiva; se tiene una orientación noroeste dando como resultado el siguiente azimut:

$$Az = \theta + 360^\circ = 344^\circ 02' 29.988''$$

La obtención de la distancia horizontal en el elipsoide se calcula de la siguiente manera:

$$D_{\text{elipsoide}} = \sqrt{P_x^2 + P_y^2} = 509.719$$

Una vez calculados los datos al elipsoide, se procede a calcular las proyecciones topográficas para poder obtener coordenadas topográficas para el uso de estación total. Para esto se procederá a calcular los parámetros, a continuación se muestran las ecuaciones:

$$R = \frac{N\rho}{N\text{cos}^2\theta + \rho\text{sen}^2\theta} = 6,348,424.608$$

$$Altitud Media = H_m = \frac{Altitud1 + Altitud2}{2}$$

Después se calcula la distancia topográfica por medio de la siguiente expresión:

$$D_{Topografica} = D_{elipsoide} + H_m \frac{D_{elipsoide}}{R} + H_m \left(\frac{D_{elipsoide}}{R} \right)^2 = 509.737$$

Una vez teniendo estos resultados se procede a calcular las proyecciones topográficas de la siguiente manera:

$$Px = D_{topografica} \text{sen}Az = -140.146$$

$$Py = D_{topografica} \text{cos}Az = 490.092$$

A partir de las coordenadas referidas al punto inicial en proyección UTM y las proyecciones topográficas calculadas previamente, se obtendrán las coordenadas topográficas para obtener una línea de base.

$$x = Px + E = 504,773.842$$

$$y = Py + N = 2,620,787.897$$

Dando como resultado una línea base topográfica que puede llegar a ser útil, para trabajos de topografía en áreas pequeñas donde la geodesia es poco práctica.

III.- CÁLCULO DEL POSICIONAMIENTO DIFERENCIAL GPS.

En este capítulo se tratará de explicar el cálculo del posicionamiento diferencial con el sistema GPS, que ayuda a minimizar el error de las mediciones del receptor.

Como sabemos, el mundo no tiene condiciones ideales como quisiéramos, y en dado caso, con un receptor básico como el que conocemos todos sería idóneo para la obtención de la posición del punto en estudio. Pero en la realidad, las mediciones de radiofrecuencias son afectadas por varios entornos que causan distorsión en la señal obtenida por el receptor.

De esta idea nace el DGPS (por sus siglas en inglés Differential Global Positioning System) que es una modalidad mejorada del GPS básico. En principio, el sistema de posicionamiento diferencial GPS usa la misma infraestructura que el GPS común y con su forma de corregir llega a alcanzar más precisión que el GPS básico.

Si el GPS proporciona buenas medidas para cartografía digital, el DGPS proporciona unas mediciones que en aplicaciones móviles alcanza una precisión de hasta un par de metros y bastante mejores en aplicaciones estáticas del orden de centímetros e inclusive milímetros según el fabricante del receptor.

El GPS se convierte en un recurso importante, no solo para la navegación de buques y aviones, y esto con el concepto de que es un sistema universal para el posicionamiento y medición de puntos.

La idea básica del DGPS es utilizar dos receptores. Las imprecisiones de las señales GPS provienen de diversas fuentes, como los relojes de los satélites, órbitas imperfectas y, especialmente, del viaje de la señal a través de la atmósfera terrestre. Y dado que estas imprecisiones son variables, es difícil predecir cuáles serán a fin de corregirlas. Y lo que es más, necesitamos una forma de medir los errores reales tal y como se producen. Aquí es donde entra el segundo receptor. Este se sitúa en un lugar cuya posición se conoce exactamente. Este receptor calcula su posición a partir de los datos de los satélites y luego compara la respuesta con su posición conocida. La diferencia (de ahí la palabra “diferencial”) es el error en la señal GPS.

3.1.- PROCEDIMIENTO DE POSPROCESO DE MEDICIONES CON EL SISTEMA DE POSICIONAMIENTO DIFERENCIAL GPS.

El posicionamiento diferencial GPS elimina los errores producidos por la misma naturaleza y el usuario infiltrados en las mediciones del GPS. Los errores son pequeños en magnitud pero se requiere ser minimizado para fines de altas precisiones en trabajos de posicionamiento.

Si había una cierta manera de decir al receptor que había una cantidad X de error en la señal que recibía, podría compensar esa misma cantidad. Bien, hay alguna manera que se ha llamado método relativo o diferencial GPS, o DGPS.

Al mismo tiempo, el navegador en la parte más baja del diagrama ha registrado un rango de posición de la gama del propio GPS. Porque la mayor parte de los componentes son esencialmente idénticos para ambos receptores, cualquier corrección diferencial calculado para la unidad más baja se podría aplicar al rango de posición de navegadores de GPS, de tal modo se anulan esos factores de error. Es debido al hecho de que los factores de error están cambiando continuamente que es tan crítico que los receptores de base y de navegación móvil de GPS registran los mismos datos de los mismos satélites durante los mismos periodos de tiempo.

Otra consideración muy importante es la longitud de las líneas de base-es decir, la distancia entre la base y el móvil. Esto se debe a que si el móvil tiene una distancia considerable de la base, por ejemplo, 500 kilómetros, es posible que los dos receptores puedan observar uno o varios satélites diferentes. También es posible que las condiciones ionosféricas / troposféricas puedan ser diferentes. A cierta distancia de separación, la magnitud del error ya no es idéntica para ambos receptores y la exactitud de la corrección diferencial irá disminuyendo progresivamente.

Para el posicionamiento de Código diferencial, las distancias de la línea de base deben mantenerse por debajo de los 300 kilómetros. Para el posicionamiento diferencial de portadora de fase, la longitud de la línea base es mucho más crítica, añadiendo entre 1 y 10 partes por millón (ppm) de error. Esto significa que una línea base de 100 kilómetros podría añadir entre diez centímetros y un metro de error. Por lo tanto, la portadora de fase son las mejores líneas de base cuando se mantiene por debajo de 20 kilómetros.

El post-proceso es el método más común de corrección diferencial, que no requiere de conexión real entre el receptor móvil y la base, en cada uno de ellos solo se necesitan de sus respectivos períodos de recolección de datos. La corrección de los datos obtenidos por la base se aplica a los datos recogidos por el móvil en algún momento posterior. Una vez más, hay que destacar que ambos receptores deben recoger datos de los mismos satélites al mismo tiempo. Está bien si la unidad base comienza la recolección de datos antes de que el móvil, y / o sigue reuniendo datos después de que el móvil ha terminado. No es recomendable hacerlo a la inversa. En otras palabras, todo el período de tiempo de la recopilación de datos del móvil debe ser plenamente acompañada de los datos de la base. Si no es así, los datos del móvil no serán plenamente corregibles y la información debe ser recopilada nuevamente.

Normalmente, la unidad base se enciende al principio del día y continuamente recoge datos hasta que el móvil retorna la señal. El móvil está activado sólo cuando los datos de la posición se recogen, apagado cuando haya terminado en ese lugar, se refirió de nuevo a recoger datos en la siguiente ubicación, y así sucesivamente a lo largo del día.

Una vez que el móvil realice la recolección de datos, la base también puede ser detenida. Los datos de ambos receptores se descargan en un equipo en el que el software diseñado específicamente (por lo general, productos específicos), aplica la corrección de los vectores de la base determinados a los conjuntos de datos del móvil. En realidad, sólo al reloj y al calendario de efemérides se le aplican correcciones de posición real en lugar de correcciones a la posición actual. Es más sencillo obtener la posición real de esta manera.

La mayoría de los programas tienen alguna forma de cartografía rudimentaria, función que permite al usuario ver una representación gráfica de los datos corregidos. Algunos permiten al usuario ver simultáneamente los datos corregidos y sin corregir.

Las pseudo-distancias en datos crudos recogidos durante muchas horas pueden comenzar rápidamente a utilizar enormes cantidades de espacio de almacenamiento dentro del equipo. Para evitar esto, los datos suelen ser comprimidos. Lamentablemente, todas las empresas de fabricantes de receptores, que recogen y almacenan datos, lo hacen en sus propios formatos propietarios, que se traduce en la incompatibilidad de datos entre los fabricantes.

Para solucionar este problema, un conjunto de normas fue desarrollado para que permitan la transferencia de datos entre diferentes receptores. El cual se designa para dicho ideal el formato RINEX, independiente del receptor para el

intercambio de datos. Este formato fue pensado para el GPS, que es el equivalente a DOS del ASCII. Prácticamente todos los fabricantes tienen en sus módulos de software de procesamiento la incorporación de los datos en RINEX para las soluciones de la corrección DGPS, aunque algunos son más fáciles de usar que otros.

El uso de datos RINEX permite a los usuarios aplicar correcciones a sus datos incluso cuando no hubiera una base de su propio receptor. Una tentación es adquirir RINEX de corrección de datos de cualquier fuente confiable dondequiera que sea. Sin embargo, es importante mantener la línea de base de longitud en cuenta ya que puede tener un impacto significativo en la precisión resultante.

3.2.- CONVERSION DE COORDENADAS GEOGRÁFICAS A UNA PROYECCIÓN UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR (UTM).

Las localizaciones geográficas tienen una gama ilimitada de usos específicos dentro de proyectos de ingeniería, como son mallas de muestreo, vértices de parcelas y localización de proyectos en general; pero hoy en día con el uso generalizado de los sistemas de navegación global por satélite (Sistemas GNSS el más usado es la constelación NAVSTAR-GPS), ya es necesario conocer los parámetros que utilizan dichos sistemas para evitar incertidumbre en la obtención de resultados de las mediciones con este tipo de métodos, y al observar la superposición errónea de cartografía digital dada por instituciones o mediciones previas.

Se desarrolla esta proyección UTM en la presente publicación, no porque sea la mejor, sino porque es la proyección más utilizada en todo el mundo y la cual da origen a un lenguaje universal en el mundo de la cartografía, no solo la matemática sino la digital actualmente, y de ello el mundo puede dar información cartográfica que puede llegar a ser de relevancia de tal modo que se visualicen en un solo estrato cartográfico con deformaciones menores hablando de una escala global.

La aclaración relativa de que no es la mejor, es el hecho de que presenta problemas a la hora de cambiar de husos UTM, que son cambios de longitud en un rango de 6° por huso UTM, entre otras complicaciones.

Sabiendo la forma y representación terrestre, se define el datum, que se el origen del sistema de coordenadas geodésico que no se puede extrapolar globalmente hablando.

Después se determinan una serie de puntos empleando distintos datums para observar diferencias, al igual que coordenadas geocéntricas y geográficas. También se define el sistema WGS-84; que es el sistema nativo del sistema de navegación por satélite más comercial en uso hoy día, GPS.

Esto se hace con el fin de que, al realizar o utilizar, un trabajo de cartografía previamente realizado, las coordenadas obtenidas por el observador empalmen sin ningún tipo de discrepancia de gravedad con otras usadas en diferentes sistemas.

Para poder localizar un punto geográficamente, debemos conocer alguno de los incisos a tratar:

- a) Coordenadas geográficas en formato Latitud y Longitud.
- b) Coordenadas en proyección UTM con formato (X,Y)

A su vez deben cumplir con los siguientes parámetros:

- a) Que el punto sea único.
- b) Que el sistema empleado para el sistema de proyección sea identificado sin problemas al identificar el punto.

El problema de la cartografía ha sido, y seguirá siendo, el hecho de poder obtener una representación en proyección plana de la Tierra sin las deformaciones que esta presenta; esto sin importar que su representación matemática sea una esfera o un elipsoide de revolución.

En las proyecciones cartográficas se estudian las distintas formas de desarrollar la superficie terrestre en proyección plana minimizando, en lo posible, las deformaciones sufridas al representar la superficie terrestre.

Cuando la zona de estudio rebasa la extensión de terreno como para tomar en cuenta la esfericidad terrestre, se utiliza una proyección cartográfica que mejor se ajuste a las condiciones de las deformaciones con respecto a las latitudes y longitudes de dicha zona. En esta porción de terreno plasmado en algún soporte plano se le llama “mapa”.

En el caso en el que la esfericidad terrestre no realiza ningún tipo de corrección que afecte a las coordenadas, se dice que se realiza un levantamiento topográfico y dicho producto se llama “plano topográfico”.

El sistema UTM es un sistema de proyección cartográfica ideado en 1569 por Gherard Kremer, o mejor conocido como Gerardo Mercator que es su nombre en latín, tendencia que se designa en esa época por los eruditos de aquel tiempo, cuyo nombre de la proyección fue adoptado por el apellido del autor. Dicho sistema está basado en construir un mapa geoméricamente regular de manera tal que los meridianos y paralelos se transforman en una red rectangular de manera que se conservan los ángulos y las distancias.

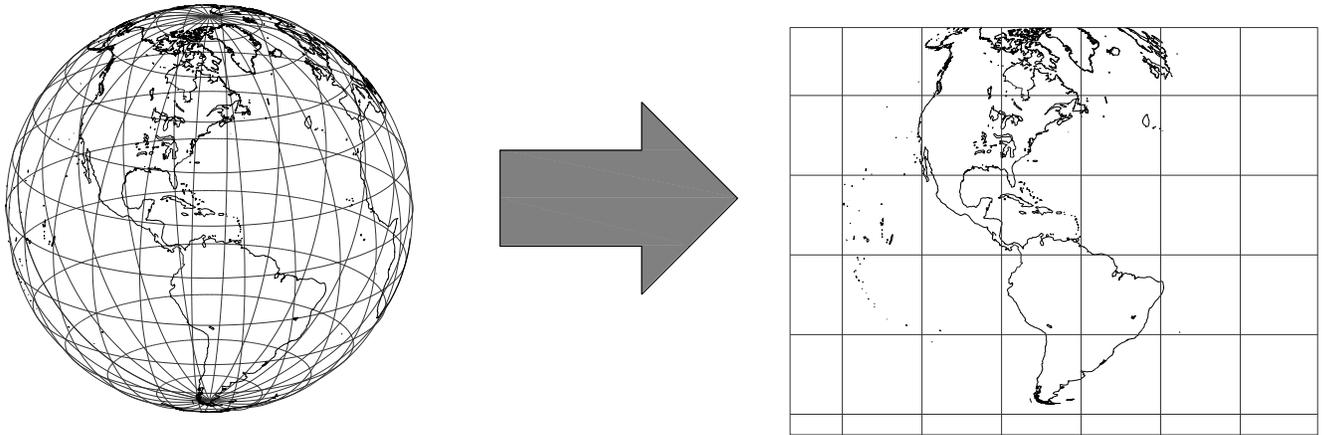


Figura 11.- Proyecciones cartográficas.

Existen tres tipos de transformación de coordenadas en función de la variable que conservan una vez proyectadas:

1. **Proyecciones conformes.**- Son aquellas en las que los ángulos se conservan al igual que la forma, con una relación de semejanza de un valor de "1" en el centro de la proyección hasta un valor máximo de "1+c" en los límites del campo de proyección. Esta deformación "c" es proporcional al cuadrado de las distancias que une el centro de la proyección con el punto a proyectar. Otro ejemplo de proyección conforme es la de Lambert muy utilizada en México.
2. **Proyecciones equivalentes.**- Son aquellas en las que la superficie proyectada se conserva. Ejemplos claros de estas proyecciones están la de Boone, Sinusoidal o la de Goode.
3. **Proyecciones afilácticas.**- Son aquellas que no conservan ni los ángulos ni las distancias. Un ejemplo claro de este tipo de proyección es la "UPS" o mejor conocida como "Universal Polar Stereographics" (Proyección Estereográfica Polar Universal), que como su nombre lo indica es la más usada en latitudes polares.

La proyección UTM conserva, por lo tanto, los ángulos pero distorsiona todas las superficies sobre los objetos originales así como las distancias existentes.

La proyección UTM es la proyección más utilizada en todo el mundo, dada la gran importancia militar, y debido a que el Servicio de Defensa de Estados Unidos lo estandariza para su empleo mundial en la década de los 40. Esta misma proyección esta dentro de las llamadas proyecciones cilíndricas, por emplear un cilindro situado en una posición espacial para proyectar los puntos geográficos de interés.

El sistema de proyección UTM emplea como base la proyección Transversa de Mercator (TM). Este es un sistema que emplea un cilindro tangente ubicado en el ecuador del elipsoide.

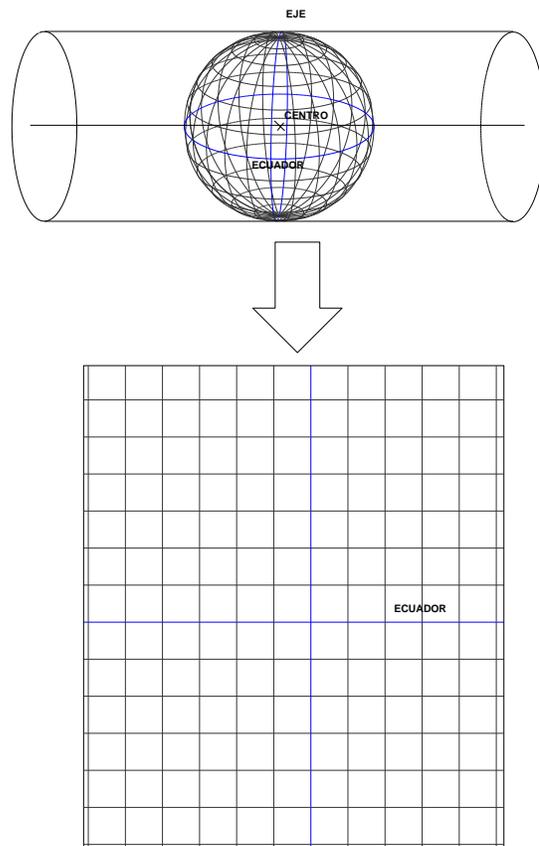


Figura 12.- La red creada hace que tanto meridianos como paralelos formen cuadrículas oblicuas de manera que una recta oblicua situada entre dos paralelos forma un ángulo constante con los meridianos.

III.- CÁLCULO DEL POSICIONAMIENTO DIFERENCIAL GPS.

En seguida se muestra la proyección TM aplicada a México para la apreciación de dicha proyección.

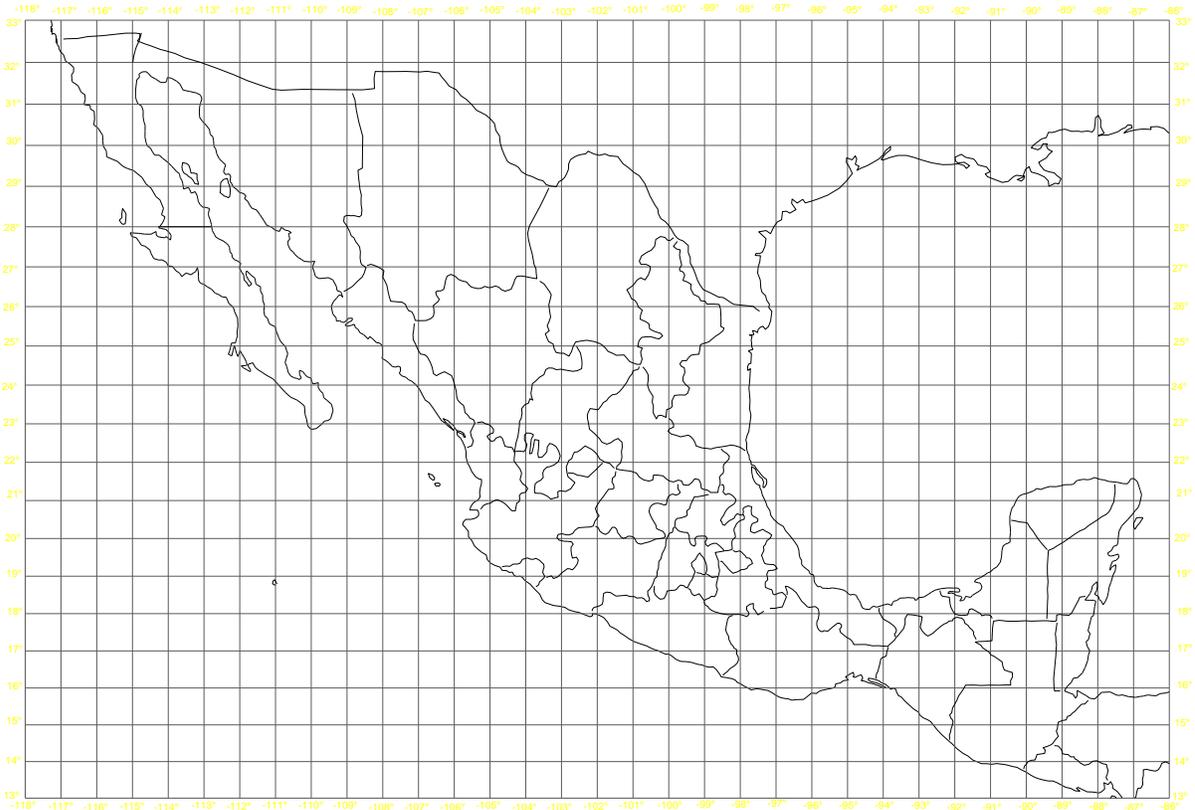


Figura 13.- Proyección Transversa de Mercator para el país de México.

La proyección Universal Transversa de Mercator (UTM) toma como base la proyección de Mercator (TM), sin embargo la posición del cilindro de proyección es transversal respecto al eje terrestre.

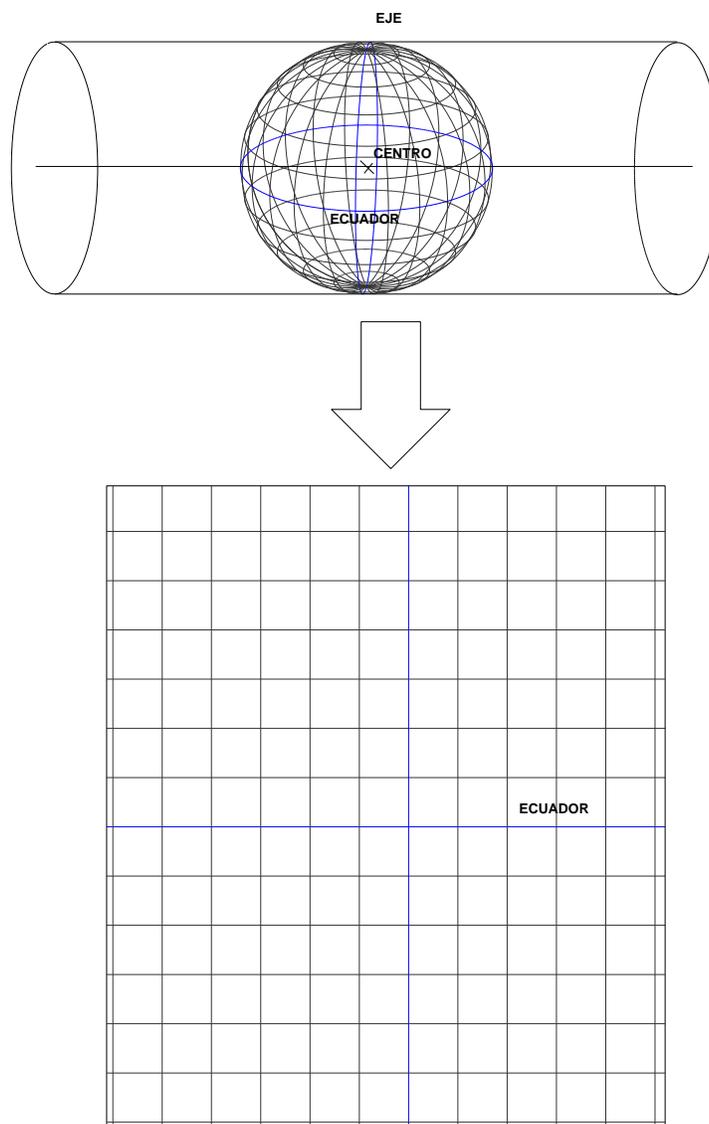


Figura 14.- Proyección Universal Transversa de Mercator que es tangente al meridiano central del Huso a representar.

Se define un Huso como las posiciones geográficas que ocupan todos los puntos comprendidos entre dos meridianos. Cada Huso puede contener 3° , 6° u 8° . El sistema UTM emplea Husos de 6° de Longitud llamadas Zonas UTM.

En el sistema UTM se crean Zonas UTM comprendidos de 6° de longitud creándose un meridiano central de 3° de longitud de los extremos de cada Zona UTM. Las zonas UTM se generan a partir del meridiano de Greenwich.

Esta red creada se genera a partir de cada Zona UTM, mediante el uso de cada cilindro distinto para obtener cada una de las Zonas UTM, siendo cada uno de los cilindros tangentes a cada uno de los meridianos centrales cuya longitud es de 3° o múltiplo de esta cantidad con 6° de separación.

Sobre la línea del meridiano central, el modulo de deformación lineal K es igual a , creciendo linealmente conforme se aumenta la distancia a este mismo meridiano central.

Esta relación entre las distancias reales y las proyectadas presenta un mínimo de 1 y un máximo de 1.01003, que es la distorsión lineal de 0 a 1.003%.

Para evitar dicha distorsión antes mencionada en la proyección UTM, se aplica un factor de corrección a todas las distancias $K_c = 0.9996$, de modo que la posición del cilindro de proyección sea secante al elipsoide.

La transformación realizada por la proyección hace que únicamente dos líneas se consideren rectas, que es en la misma dirección de paralelos y meridianos, el meridiano central de la zona UTM y el paralelo 0° en los que ambos coinciden con el meridiano geográfico y el paralelo principal.

El factor de escala aumenta en mayor magnitud conforme aumenta la distancia al meridiano central.

El sistema de proyección UTM tienes muchísimas ventajas en comparación con otros sistemas de proyección:

- Conserva los ángulos.
- No distorsiona las superficies en grandes magnitudes (por debajo de los 80° de latitud).
- Es un sistema que designa un punto o zona de manera concreta y fácil de localizar.
- Es un sistema empleado por todo el mundo, empleo universal, fundamentalmente por su uso militar.

El sistema UTM se utiliza normalmente entre 0° y los 84° de latitud norte y los 80° de latitud sur. No se emplea más allá de los 80° de latitud dado que produce una distorsión mas acusada cuanto mayor es la distancia al ecuador, como ocurre en los polos, por ello se emplea esta proyección en ese intervalo de latitudes. Para cartografías de zonas polares se usa regularmente el sistema UPS.

En los siguientes pasos se muestran los algoritmos a utilizar para determinar la transformación de coordenadas de un punto con coordenadas geográficas (latitud y longitud) a un sistema de proyección UTM.

Primero se necesita determinar los parámetros del elipsoide, tanto el semieje mayor a, como el semieje menor b, coeficiente de distorsión $k_0 = 0.9996$, el meridiano central λ_0 , y los puntos a transformar, latitud ϕ_1 y longitud λ_1 .

Los pasos para determinar las coordenadas en proyección UTM se enuncian a continuación:

$$\Delta\lambda := |\lambda_1 - \lambda_0|$$

$$v := \frac{a}{\sqrt{1 - e^2 \cdot |\sin(\phi_1 \cdot \text{RAD})|^2}}$$

$$\rho := \frac{a \cdot (1 - e^2)}{\sqrt{1 - e^2 \cdot |\sin(\phi_1 \cdot \text{RAD})|^2}^3}$$

$$n := \frac{a - b}{a + b}$$

$$e^2 := \frac{a^2 - b^2}{a^2}$$

$$e'^2 := \frac{a^2 - b^2}{b^2}$$

$$e := \sqrt{e^2}$$

$$e' := \sqrt{e'^2}$$

$$A' := a \cdot \left[1 - n + \left(\frac{5}{4}\right) \cdot |n^2 - n^3| + \left(\frac{81}{64}\right) \cdot |n^4 - n^5| \right]$$

$$B' := \left(\frac{3}{2}\right) \cdot a \cdot \left[n - n^2 + \left(\frac{7}{8}\right) \cdot |n^3 - n^4| + \left(\frac{55}{64}\right) \cdot n^5 \right]$$

$$C' := \left(\frac{15}{16}\right) \cdot a \cdot \left[n^2 - n^3 + \left(\frac{3}{4}\right) \cdot |n^4 - n^5| \right]$$

$$D' := \left(\frac{35}{48}\right) \cdot a \cdot \left[n^3 - n^4 + \left(\frac{11}{16}\right) \cdot n^5 \right]$$

$$E' := \left(\frac{315}{512}\right) \cdot a \cdot |n^4 - n^5|$$

$$S := A' \cdot \text{RAD} \cdot \phi_1 - B' \cdot \sin(\text{RAD} \cdot 2 \cdot \phi_1) + C' \cdot \sin(4 \cdot \text{RAD} \cdot \phi_1) - D' \cdot \sin(6 \cdot \phi_1 \cdot \text{RAD}) + E' \cdot \sin(8 \cdot \phi_1 \cdot \text{RAD})$$

$$T1 := S \cdot k_0$$

$$T2 := \sin(|\phi_1| \cdot \text{RAD}) \cdot v \cdot \cos(|\phi_1| \cdot \text{RAD}) \cdot \frac{k_0}{2}$$

$$T3 := \frac{(\sin(|\phi_1| \cdot \text{RAD}) \cdot v \cdot \cos(|\phi_1| \cdot \text{RAD})^3 \cdot k_0) \cdot (5 - \tan(|\phi_1| \cdot \text{RAD})^2 + 9 \cdot e'^2 \cdot \cos(|\phi_1| \cdot \text{RAD})^2 + 4 \cdot e'^4 \cdot \cos(|\phi_1| \cdot \text{RAD})^4)}{24}$$

$$T4_1 := \frac{(v \cdot \sin(|\phi_1| \cdot \text{RAD}) \cdot \cos(|\phi_1| \cdot \text{RAD})^5 \cdot k_0)}{720}$$

III.- CÁLCULO DEL POSICIONAMIENTO DIFERENCIAL GPS.

$$T4_2 := 61 - 58 \cdot \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2 + \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^4 + 270 \cdot e^2 \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2 - 330 \cdot \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2 \cdot e^2 \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2$$

$$T4_3 := 445 \cdot e^4 \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^4 + 324 \cdot (e^6 \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^6) - 680 \cdot \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2 \cdot (e^4 \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^4)$$

$$T4_4 := 88 \cdot (e^8 \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^8) - 600 \cdot \tan|\text{RAD} \cdot \phi_1|^2 \cdot (e^6 \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^6) - 192 \cdot \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2 \cdot (e^8 \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^8)$$

$$T4 := T4_1 \cdot (T4_2 + T4_3 + T4_4)$$

$$T5 := \frac{(v \cdot \sin|\phi_1 \cdot \text{RAD}| \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^7 \cdot k_0) \cdot (1385 - 3111 \cdot \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2 + 543 \cdot \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^4 - \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^6)}{40320}$$

$$T6 := v \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}| \cdot k_0$$

$$T7 := \frac{(v \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^3 \cdot k_0) \cdot (1 - \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2 + e^2 \cdot \cos|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2)}{6}$$

$$T8_1 := \frac{(v \cdot \cos|\text{RAD} \cdot \phi_1|^5 \cdot k_0)}{120}$$

$$T8_2 := 5 - 18 \cdot \tan|\text{RAD} \cdot \phi_1|^2 + \tan|\text{RAD} \cdot \phi_1|^4 + e^2 \cdot \cos|\text{RAD} \cdot \phi_1|^2 \cdot 14 - \left[58 \cdot (e^2 \cdot \cos|\text{RAD} \cdot \phi_1|^2) \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2 \right] + (e^4 \cdot \cos|\text{RAD} \cdot \phi_1|^4 \cdot 13)$$

$$T8_3 := 4 \cdot (e^6 \cdot \cos|\text{RAD} \cdot \phi_1|^6) - 64 \cdot (e^4 \cdot \cos|\text{RAD} \cdot \phi_1|^4) \cdot \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2 - 24 \cdot (e^6 \cdot \cos|\text{RAD} \cdot \phi_1|^6) \cdot \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2$$

$$T8 := T8_1 \cdot (T8_2 + T8_3)$$

$$T9 := \frac{(v \cdot \cos|\text{RAD} \cdot \phi_1|^7 \cdot k_0) \cdot (61 - 479 \cdot \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^2 + 179 \cdot \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^4 - \tan|\phi_1 \cdot \text{RAD}|^6)}{5040}$$

$$Y := 0.0 + \left[T1 + (\Delta\lambda)^2 \cdot T2 + (\Delta\lambda)^4 \cdot T3 + (\Delta\lambda)^6 \cdot T4 + (\Delta\lambda)^6 \cdot T5 \right]$$

$$X := 500000 + \left[(\Delta\lambda) \cdot T6 + (\Delta\lambda)^3 \cdot T7 + (\Delta\lambda)^5 \cdot T8 + (\Delta\lambda)^7 \cdot T9 \right]$$

Donde $\Delta\lambda$ está dada en radianes, e es la primer excentricidad, e' es la primer excentricidad y ρ es la normal mayor al elipsoide.

3.3.- CONVERSION DE COORDENADAS GEOGRÁFICAS A COORDENADAS ORTOGONALES O TOPOGRÁFICAS.

En la actualidad, la práctica totalidad de los trabajos topográficos se abordan empleando estaciones totales y mediciones GPS, ya sea en modo estático con postproceso, o lo que cada es más habitual, en modo cinemático en tiempo real (GPS-RTK). La necesidad de plasmar los trabajos en un sistema de información geográfica (SIG) o en una cartografía existente, obliga a la ingeniería de hoy en día a realizar los cálculos en el sistema de referencia geodésico oficial del país en el cuál se está basando el trabajo. A pesar de todo ello, la metodología de cálculo de las coordenadas finales sigue siendo en muchas ocasiones similar a la que se llevaba a cabo décadas atrás, cuando el instrumental empleado era óptico mecánico y las distancias se medían con estadía, es decir, empleando un gran número de simplificaciones y con tratamiento local de las mediciones. Este procedimiento llega a afectar los resultados finales obtenidos y puede producir serios problemas cuando las coordenadas finales son comparadas por otros profesionales de la topografía.

Gracias a la potencia de las computadoras personales es posible calcular cualquier trabajo topográfico de forma prácticamente instantánea y rigurosa, incluyendo todos aquellos aspectos teóricos antes reservados exclusivamente a trabajos geodésicos. Por consiguiente, a continuación se describe el estudio realizado sobre la influencia de las principales correcciones geodésicas en un trabajo topográfico y muestra como, en función de la precisión y extensión del trabajo, se aplican sencillas consideraciones que en el procesamiento puede resultar una alternativa al cálculo riguroso.

Muchos profesionales de la topografía siguen sin incorporar estas cuestiones en la metodología de procesamiento y no es raro encontrarse con diferentes formas de tratar los observables clásicos y los procedentes del GPS-RTK. Saber tratar conjuntamente estos dos tipos de datos es fundamental y hacerlo erróneamente puede conducir a serias equivocaciones que afectarán a las coordenadas finalmente obtenidas. Algunas de las consideraciones geodésicas que intervienen son:

Para observables clásicos:

- Reducción de distancias del terreno al elipsoide y proyección del elipsoide al plano UTM.
- Reducción de lecturas acimutales del terreno al elipsoide y proyección del elipsoide al plano UTM.

- Error en los desniveles trigonométricos por la corrección estándar de esfericidad.
- Restitución de superficies terreno a partir de superficies medidas en el plano UTM.

Para observables GPS-RTK:

- Correcciones debidas a la transformación de los vectores del sistema geodésico del GPS al sistema geodésico local o regional.
- Problemas relativos a la práctica habitual de la referenciación geodésica de los mismos.

La influencia de estas correcciones geodésicas sobre un trabajo topográfico tipo es analizado y evaluando a su vez la importancia que conlleva su exclusión en el cálculo en función del alcance del trabajo, de la precisión del instrumental y de la ubicación. En aquellos casos en que aplicar de forma sistemática una sencilla corrección permite evitar el cálculo riguroso, se proponen estrategias de procesamiento alternativas al cálculo riguroso.

Usaremos el siguiente algoritmo para el cálculo de la conversión de coordenadas geográficas a topográficas. Realizaremos el cálculo por medio de las siguientes coordenadas de inicio y de fin como ejemplo:

$$\varphi_i = 23^\circ 41' 36.71626'' \text{ N}$$

$$\lambda_i = 98^\circ 57' 06.48091'' \text{ W}$$

Altitud (nmm): 223.072 m

$$\varphi_f = 23^\circ 41' 52.64589'' \text{ N}$$

$$\lambda_f = 98^\circ 57' 11.42766'' \text{ W}$$

Altitud (nmm): 224.6481 m

Para conseguir la conversión se transforman las coordenadas geográficas de inicio a coordenadas en proyección UTM como se describe en el capítulo 3.2 dando como resultado las siguientes coordenadas:

N: 504913.9881

E: 2620297.8049

Otros datos de interés conocidos son los del sistema geodésico de referencia, dichos datos se muestran a continuación:

DATOS DEL ELIPSOIDE DE REFERENCIA		
ELIPSOIDE	=	WGS84
SEMIEJE MAYOR (a)=		6378137.000
SEMIEJE MENOR (b)=		6356752.314
EXCENTRICIDAD (e)=		0.081819191

Ya sabiendo los datos necesarios para calcular la conversión se procede a utilizar el algoritmo que se muestra a continuación:

$$\varphi_m = \frac{\varphi_i + \varphi_f}{2}$$

$$\varphi_m = 23^\circ 41' 44.6811''$$

$$\Delta\varphi = \varphi_f - \varphi_i$$

$$\Delta\varphi = 0^\circ 0' 15.9296''$$

$$\Delta\lambda = \lambda_f - \lambda_i$$

$$\Delta\lambda = 0^\circ 0' 04.9467''$$

$$N = \frac{a}{(1 - e^2 \sin^2 \varphi_f)^{\frac{1}{2}}} = 6,381,588.400$$

$$\rho = \frac{a(1 - e^2)}{(1 - e^2 \sin^2 \varphi_f)^{\frac{3}{2}}} = 6,345,727.966$$

Estas son las constantes geodésicas del lugar, ahora se calcularán los elementos restantes para dicho lugar.

$$A = \frac{1}{N \text{sen} 1''} = 0.03232186$$

$$B = \frac{1}{\rho \text{sen} 1''} = 0.032504514$$

$$C = \frac{\tan(\varphi_m)}{2N\rho\text{sen}1''} = 1.11772 \times 10^{-9}$$

$$D = \frac{\frac{3}{2}e^2\text{sen}1''\text{sen}(\varphi_m)\text{cos}(\varphi_m)}{(1 - e^2\text{sen}^2\varphi_m)^{\frac{3}{2}}} = 1.79443 \times 10^{-8}$$

Se procede a calcular las proyecciones ortogonales sobre el elipsoide:

$$P_x = \frac{-\Delta\lambda\text{cos}(\varphi_f)}{A} = -140.141$$

$$P_y = \frac{\Delta\varphi}{B + \frac{CP_x^2}{B + \frac{D\Delta\varphi^2}{B}}} = 490.075$$

Se obtiene el ángulo que existe con las proyecciones sobre el elipsoide, por medio de la siguiente ecuación:

$$\theta = \text{angtan} \frac{P_x}{P_y} = -15^\circ 57' 30.012''$$

Se debe tomar en cuenta la dirección de las proyecciones sobre el elipsoide en el sentido que debe para poder interpretar el ángulo que tendrá el azimut. En el caso de este ejemplo como la proyección en x (P_x) es negativa y la proyección en y (P_y) es positiva; se tiene una orientación noroeste dando como resultado el siguiente azimut:

$$Az = \theta + 360^\circ = 344^\circ 02' 29.988''$$

La obtención de la distancia horizontal en el elipsoide se calcula de la siguiente manera:

$$D_{\text{elipsoide}} = \sqrt{P_x^2 + P_y^2} = 509.719$$

Una vez calculados los datos al elipsoide, se procede a calcular las proyecciones topográficas para poder obtener coordenadas topográficas para el uso de estación total. Para esto se procederá a calcular los parámetros, a continuación se muestran las ecuaciones:

$$R = \frac{N\rho}{N\text{cos}^2\theta + \rho\text{sen}^2\theta} = 6,348,424.608$$

$$Altitud\ Media = H_m = \frac{Altitud1 + Altitud2}{2}$$

Después se calcula la distancia topográfica por medio de la siguiente expresión:

$$D_{Topografica} = D_{elipsoide} + H_m \frac{D_{elipsoide}}{R} + H_m \left(\frac{D_{elipsoide}}{R} \right)^2 = 509.737$$

Una vez teniendo estos resultados se procede a calcular las proyecciones topográficas de la siguiente manera:

$$Px = D_{topografica} \text{sen}Az = -140.146$$

$$Py = D_{topografica} \text{cos}Az = 490.092$$

A partir de las coordenadas referidas al punto inicial en proyección UTM y las proyecciones topográficas calculadas previamente, se obtendrán las coordenadas topográficas para obtener una línea de base.

$$x = Px + E = 504,773.842$$

$$y = Py + N = 2,620,787.897$$

Dando como resultado una línea base topográfica que puede llegar a ser útil, para trabajos de topografía en áreas pequeñas donde la geodesia es poco práctica.

IV.- IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA LOCAL.

En este capítulo se explicara como implementar un sistema local a partir de las observaciones GPS y su posproceso.

Como ya sabemos, la tierra es muy diferente de la idea en la que se modeló su forma esférica; más bien tiene una forma achatada. El GPS tiene como función primordial proporcionar al millar de usuarios en el mundo, la posición en la que se encuentra el receptor, he de aquí que se toma la forma elíptica más razonable siempre y cuando mejor ajuste a la zona que se necesite, definida matemáticamente.

Al igual que las coordenadas GPS, las coordenadas locales de un país (o coordenadas de la cartografía propia del país) están basadas en un elipsoide local, calculado y modelado para coincidir con el geoide; que generalmente son usados para proyectarlas en un sistema plano de coordenadas con cuadrícula.

Los elipsoides fueron determinados y calculados hace años para la determinación y necesidad de la cartografía requerida en cada país y evitar tener problemas con la distorsión de la proyección. Dada la problemática de la cartografía local de la proyección, cada país tiene un elipsoide de referencia local que, por obiedad, no funciona en otras partes del mundo.

El sistema GPS utiliza como base el elipsoide de referencia WGS84. Por tanto, las coordenadas arrojadas por el GPS deben ser transformadas a un sistema local con coordenadas locales existentes en la cartografía del país en la que se tiene referencia espacial.

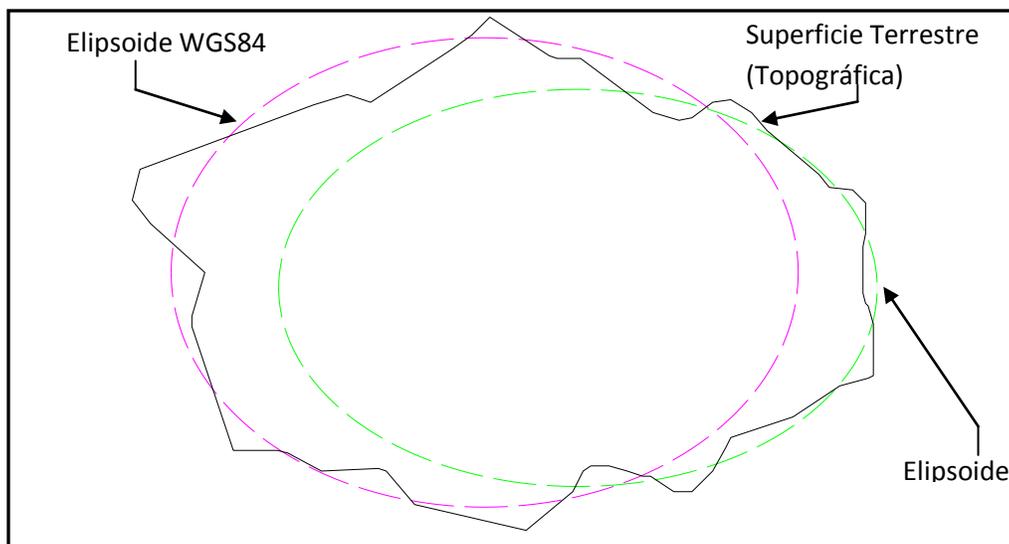


Figura 15.- En la figura anterior, se observa el tipo de señalización con verde del elipsoide local que mejor se ajusta a la forma de la superficie terrestre en esa zona.

A partir de ello podremos dar fundamento; enseguida, de que consiste la elaboración fortuita de los inicios del proyecto PUMAGUA.

Un sistema local se logra a partir de mediciones en una cierta región del globo terráqueo y se toma en cuenta un sistema de coordenadas independiente del sistema absoluto de coordenadas que comprende todo el mundo. En otras palabras es un sistema relativo de coordenadas que se extiende a esa región de estudio y no se propagan en un cierto rango para evitar discrepancias con otros sistemas de coordenadas.

Para esto, ya sabemos que con el posicionamiento diferencial GPS en modalidad estática obtenemos coordenadas geodésicas con la máxima precisión alcanzada por dicho procedimiento; y para este caso referidas a la estación de Referencia de la División de Ingenierías Civil y Geomática, pero para este proyecto se requirió de un control planimétrico de tipo topográfico, donde el producto final de la restitución fotogramétrica; en este caso el plano topográfico, sea palpable con lo que existe físicamente en terreno. Es decir, cuando se mida en dicho plano la medida debe coincidir con lo medido en terreno.

En este caso, a partir de aquí se implemento un sistema local para poder determinar medidas reales tanto en campo como en dibujo para dicho proyecto. Como se explico anteriormente en los pasos a seguir en los capítulos antecedentes a éste, se obtienen las coordenadas topográficas a partir de los algoritmos antes mencionados.

Esta metodología es la necesaria para resolver la problemática de dicho proyecto tan ambicioso que se pretende, dando como resultado un lenguaje común entre el levantamiento topográfico, geodésico, fotogramétrico y todo en conjunto con un Sistema de Información Geográfica que será el producto final de dicho proyecto.

El objetivo primordial del levantamiento geodésico con el método de posicionamiento diferencial GPS es la ubicación de los puntos de control para el vuelo fotogramétrico de Ciudad Universitaria y puntos de reunión de protección civil ubicados en las zonas pertenecientes a la Facultad de Ingeniería que servirán para control horizontal de manera topográfica.

El levantamiento consiste en localizar los puntos para la ortofoto y los puntos de reunión de protección civil.

Este método se detalla en el siguiente capítulo y se presentan los resultados obtenidos en el mismo.

4.1.- INFORMACIÓN TÉCNICA DEL EQUIPO E INSTRUMENTACIÓN.

RECEPTORES DEL SISTEMA DE POSICIONAMIENTO GPS

LEICA SR530 de doble frecuencia, para Posicionamiento en modo Estático, Cinemático y en Tiempo Real, compuesto por dos receptores.

Error medio cuadrático en la medida de una Línea Base modo estático: +/- 3mm+0.5ppm.



Figura 16.- Equipo Topográfico utilizado para el proyecto de Pumagua en Ciudad Universitaria.

THALES Z-MAX de doble frecuencia Posicionamiento en modo Estático, Cinemático y en Tiempo Real, compuesto por dos receptores. Error medio cuadrático en la medida de una Línea Base modo estático: +/-3mm+0.5ppm



Figura 17.- Equipo Thales Z-Max utilizado en el proyecto Pumagua en Ciudad Universitaria.

V.- ESTABLECIMIENTO DE PUNTOS DE CONTROL.

En este capítulo se explica la metodología utilizada con el posicionamiento diferencial del sistema GPS y la aplicación para el proyecto de Pumagua en Ciudad Universitaria, donde los datos serán utilizados para su uso técnico en varias aplicaciones de las cuales engloban, tanto a la geomática, como otras disciplinas.

En primera instancia, antes de comenzar con el trabajo de campo, se realiza una logística previa. Esta consiste en ubicar los puntos de control y de encuentro sobre las fotografías del vuelo fotogramétrico, de manera tal que se pinchan sobre las fotos los puntos a levantar con el método de posicionamiento diferencial GPS.

A continuación se muestra una de las fotografías escaneadas del vuelo fotogramétrico realizado para Ciudad Universitaria.



Figura 18.-Fotografía aérea donde se ubican los puntos de control y de encuentro.

En la imagen anterior, se pincharon los puntos de control terrestre dentro de la fotografía; que después fue usada como croquis de localización para dichos puntos y ubicarlos en campo para su levantamiento geodésico.

Los puntos que fueron los puntos de control terrestre fueron elegidos por las marcas fiduciales de todas las fotografías aéreas que son el recubrimiento de toda la zona de Ciudad Universitaria. Se pincharon todas las fotografías de todas las

líneas de vuelo con el fin de realizar la restitución fotogramétrica posteriormente con la ubicación precisa. Lo antes mencionado es una de las aplicaciones del levantamiento con GPS diferencial.

Realizada la logística antes mencionada, se procedió a obtener la ubicación tanto de los puntos de control terrestre para la restitución fotogramétrica, como para los puntos de encuentro de protección civil que se ubicaron en las fotografías cubriendo toda la zona de Ciudad Universitaria, creando una mini red geodésica para toda la zona Universitaria.

El procedimiento para la obtención de la ubicación geográfica de los puntos de control terrestre y de encuentro es el siguiente:

1. Se enciende la estación de referencia de la DICyG mencionada en este trabajo, en el capítulo 2.4, para que empiece a transmitir datos a la computadora central que lleva su administración. Cuando se podía se monitoreaba su funcionamiento dado que dicho conjunto electrónico es liderado por la electricidad y factores humanos que fueron los que generaron que los datos de todo un día no se completarán con éxito.
2. Para el posicionamiento diferencial, como hemos mencionado anteriormente, se necesita de un receptor base (estación de referencia) y un móvil. El móvil se ubicaba en los puntos de encuentro y en los puntos de control terrestre recibiendo señal entre 15 y 30 minutos; aunque en ocasiones donde la intensidad de la señal era más débil se dejaba en funcionamiento entre 1 y 1.5 horas. Algo que se debe tener en cuenta es el hecho de que; aunque el receptor seguía obteniendo datos, no se resolvían las ambigüedades como se requería, o simplemente no se resolvían, dado que el mismo receptor no obtenía datos congruentes por la baja intensidad de la señal. Para dicho caso es factible monitorear el PDOP (o la medida de precisión que arroje el receptor) hasta que observemos una cantidad necesaria para que respete la precisión que requiere el trabajo realizado.
3. Una vez sincronizados tanto el receptor base como el móvil en cuanto al tiempo de medición, se descargan los datos de ambos receptores y se realiza el posproceso de los puntos levantados en campo, obteniendo el cálculo realizado por el software del fabricante del receptor móvil (o en su defecto pasar los datos a formato RINEX para su posproceso en software de otro fabricante) y relacionar los

V.- ESTABLECIMIENTO DE PUNTOS DE CONTROL.

datos con el receptor de base por medio del software obteniendo una precisión milimétrica en las mediciones. Con esto obteniendo las coordenadas geográficas precisas de los puntos

4. Una vez hecho esto se procede a realizar los cálculos pertinentes tanto para la proyección, como para las coordenadas topográficas.



Figura 19.- Se observa a la izquierda el modo de preparación de la medición móvil con el sistema Z-Max de Thales. A la derecha se observa la forma en la que se ubican los puntos de control y de encuentro en donde el detalle se observa muy tanto en campo como en la fotografía para su ubicación en la restitución.

Dando como resultado una serie de coordenadas distribuidas en toda la Ciudad Universitaria para su uso según el ramo de ciencia que lo requiera. En el siguiente subcapítulo se darán a conocer los resultados de la parte de la geodesia por satélite en este proyecto tan ambicioso.

5.1.- UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LOS PUNTOS DE CONTROL TERRESTRE.

Se menciona anteriormente la metodología requerida para la obtención de los datos para el conocimiento de las personas implicadas. Al finalizar el levantamiento geodésico se entregó un plano de planta de la ubicación precisa de todos los puntos tanto de control como de encuentro (Apéndice II).

En seguida se muestra un listado de coordenadas geográficas para los puntos de control terrestre:

ID Punto	Latitud	Longitud	Alt. Elip.	Alt. Orto.
DICyG	19° 19' 37.05409" N	99° 10' 53.66643" W	22,755,600	22,796,954
1902	19° 19' 55.44879" N	99° 12' 08.96537" W	23,189,148	23,230,838
1903	19° 19' 43.20500" N	99° 12' 06.96123" W	23,205,084	23,246,789
1904	19° 20' 03.53870" N	99° 11' 58.21721" W	23,054,740	23,096,364
1905	19° 19' 44.17061" N	99° 11' 55.24652" W	23,147,691	23,189,336
1906	19° 19' 58.31614" N	99° 11' 55.07306" W	23,084,604	23,126,222
1807	19° 19' 45.72595" N	99° 11' 40.70708" W	23,391,258	23,432,828
1808	19° 19' 44.51192" N	99° 11' 32.00294" W	22,929,092	22,970,621
16055	19° 19' 45.34540" N	99° 11' 18.08839" W	22,822,601	22,864,060
16054	19° 19' 43.92402" N	99° 11' 18.97922" W	22,833,062	22,874,528
10653	19° 19' 42.23885" N	99° 11' 17.68761" W	22,817,348	22,858,811
16056	19° 19' 43.06392" N	99° 11' 16.95054" W	22,817,258	22,858,716
16052	19° 19' 56.34526" N	99° 11' 19.51812" W	22,802,516	22,843,961
16058	19° 20' 11.17110" N	99° 11' 35.36350" W	22,943,505	22,985,004
18008	19° 19' 44.51202" N	99° 11' 32.00279" W	22,928,554	22,970,083
18050	19° 19' 57.12055" N	99° 11' 45.16728" W	22,944,727	22,986,297
28001	19° 19' 19.85955" N	99° 11' 33.44717" W	23,034,762	23,076,353
28002	19° 19' 27.16133" N	99° 11' 29.54686" W	22,918,338	22,959,892
27003	19° 19' 29.36888" N	99° 11' 22.35229" W	22,800,805	22,842,319
27004	19° 19' 19.18686" N	99° 11' 21.97380" W	23,015,196	23,056,732
26005	19° 19' 22.41981" N	99° 11' 06.92284" W	22,892,117	22,933,570
26006	19° 19' 34.47886" N	99° 11' 07.26084" W	22,707,109	22,748,537
25007	19° 19' 34.75082" N	99° 10' 55.85068" W	22,718,627	22,759,997
25020	19° 19' 34.20506" N	99° 10' 58.88818" W	22,708,484	22,749,870
25024	19° 19' 33.22106" N	99° 10' 58.76484" W	22,708,723	22,750,111
15059	19° 19' 46.53904" N	99° 11' 00.49092" W	22,681,707	22,723,076
15060	19° 20' 02.30669" N	99° 11' 02.50946" W	22,679,773	22,721,123
13061	19° 20' 02.27730" N	99° 10' 51.21312" W	22,622,178	22,663,471
13062	19° 19' 51.56752" N	99° 10' 50.46572" W	22,658,015	22,699,324
13063	19° 19' 52.13747" N	99° 10' 38.64644" W	22,625,914	22,667,163
13064	19° 20' 02.25094" N	99° 10' 37.06320" W	22,541,292	22,582,515
13065	19° 20' 16.12578" N	99° 10' 36.92760" W	22,585,161	22,626,361
13066	19° 20' 20.62531" N	99° 10' 56.22019" W	22,617,428	22,658,718
15067	19° 20' 14.64392" N	99° 11' 02.65179" W	22,654,482	22,695,813
22008	19° 19' 53.34525" N	99° 10' 21.04913" W	22,534,452	22,575,610

V.- ESTABLECIMIENTO DE PUNTOS DE CONTROL.

1906,	2137670.933,	479135.954	2308.46,	2312.62
1807,	2137283.475,	479554.683	2339.12,	2343.28
1808,	2137245.876,	479808.613	2292.90,	2297.06
16055,	2137271.048,	480214.643	2282.26,	2286.40
16054,	2137227.388,	480188.603	2283.30,	2287.45
10653,	2137175.550,	480226.234	2281.73,	2285.88
16056,	2137200.887,	480247.768	2281.72,	2285.87
16052,	2137609.193,	480173.295	2280.25,	2284.39
16058,	2138065.402,	479711.472	2294.35,	2298.50
18008,	2137245.879,	479808.617	2292.85,	2297.00
18050,	2137633.855,	479424.939	2294.47,	2298.62
28001,	2136488.190,	479765.630	2303.47,	2307.63
28002,	2136712.496,	479879.687	2291.83,	2295.98
27003,	2136780.118,	480089.693	2280.08,	2284.23
27004,	2136467.144,	480100.394	2301.51,	2305.67
26005,	2136566.039,	480539.680	2289.21,	2293.35
26006,	2136936.705,	480530.214	2270.71,	2274.85
25007,	2136944.711,	480863.157	2271.86,	2275.99
25020,	2136928.030,	480774.509	2270.84,	2274.98
25024,	2136897.781,	480778.076	2270.87,	2275.01
15059,	2137307.185,	480728.145	2268.17,	2272.30
15060,	2137791.894,	480669.763	2267.97,	2272.11
13061,	2137790.643,	480999.360	2262.21,	2266.34
13062,	2137461.436,	481020.823	2265.80,	2269.93
13063,	2137478.598,	481365.703	2262.59,	2266.71
13064,	2137789.406,	481412.216	2254.12,	2258.25
13065,	2138215.869,	481416.609	2258.51,	2262.63
13066,	2138354.754,	480853.861	2261.74,	2265.87
15067,	2138171.104,	480666.014	2265.44,	2269.58
22008,	2137515.202,	481879.192	2253.44,	2257.56
22009,	2136607.837,	481922.031	2264.25,	2268.37
22010,	2137202.639,	481788.126	2265.16,	2269.28
23011,	2137028.227,	481636.439	2264.47,	2268.60
23012,	2136549.857,	481675.586	2265.89,	2270.02
24013,	2136573.419,	481131.361	2275.19,	2279.33
25014,	2136555.629,	480846.834	2291.32,	2295.46
24015,	2137026.896,	481078.642	2273.41,	2277.54
43001,	2135374.595,	482072.284	2288.68,	2292.81
44002,	2135194.848,	481847.613	2292.94,	2297.07
45003,	2135076.147,	481438.062	2296.00,	2300.15
46004,	2135091.733,	481023.415	2300.42,	2304.57
46005,	2135278.343,	480774.079	2305.75,	2309.90
47006,	2135024.194,	480400.488	2303.22,	2307.38
48007,	2134938.856,	480018.581	2306.40,	2310.57
49008,	2134869.051,	479661.988	2315.24,	2319.41
41009,	2135195.370,	478921.509	2349.39,	2353.58
41010,	2135288.572,	479341.609	2321.98,	2326.16
31001,	2136433.037,	481664.339	2268.63,	2272.76
31002,	2135930.660,	481643.730	2283.37,	2287.50
32003,	2135947.607,	481427.073	2285.61,	2289.75
33004,	2135894.615,	481233.604	2294.40,	2298.54
34005,	2135944.426,	480721.168	2306.23,	2310.38
34006,	2135737.270,	480418.374	2311.02,	2315.18
35007,	2135709.093,	480313.009	2308.91,	2313.07
57008,	2134307.383,	479808.484	2308.41,	2312.59
56009,	2134353.353,	480213.967	2295.25,	2299.42

V.- ESTABLECIMIENTO DE PUNTOS DE CONTROL.

59010, 2134302.866, 479440.522 2327.33, 2331.52
 DICYG, 2137015.439, 480926.965 2275.56, 2279.69

Para la transformación de coordenadas topográficas de los puntos de control terrestre, se utilizó el software desarrollado por el Ing. Raymundo Arvizú Díaz, Jefe del departamento de geodesia y cartografía. Este software se denomina "Geo2Topo". A continuación se muestra:

```

                                     b
=====
                                TRANSFORMACION DE COORDENADAS
                                UTM - GEODESICAS-TOPOGRAFICAS
=====
    DATUM: ITRF92  a = 6378137.0m  b = 6356752.314m
    Nombre del Archivos:      transutm.txt
    
```

```

    DATOS DE LA ESTACION DE REFERENCIA
    est.  latitud  longitud  Alt elip
    BASE 19° 19' 37.054" 99° 10' 53.666" 2275.5601
    este  norte   altura ort
    480926.9657 2137015.4394 2279.6953
    
```

LISTA DE COORDENADAS DE PUNTOS DE CONTROL

Est.	X top	Y top	Alt top	Alt Orto
19002	478728.246	2137581.396	2323.052	2323.084
19003	478786.721	2137204.768	2324.646	2324.679
19004	479042.120	2137830.206	2309.611	2309.636
19005	479128.801	2137234.433	2318.906	2318.934
19006	479133.911	2137669.550	2312.597	2312.622
18007	479553.357	2137282.240	2343.262	2343.283
18008	479807.528	2137244.877	2297.045	2297.062
16055	480213.839	2137270.494	2286.396	2286.406
16054	480187.825	2137226.773	2287.442	2287.453
10653	480225.539	2137174.936	2285.870	2285.881
16056	480247.062	2137200.314	2285.861	2285.872
16052	480172.105	2137608.851	2284.387	2284.396
16058	479709.453	2138064.920	2298.487	2298.500
18008	479807.532	2137244.880	2296.991	2297.008
18050	479423.157	2137632.746	2298.609	2298.630
28001	479765.306	2136486.572	2307.612	2307.635
28002	479879.216	2136711.168	2295.969	2295.989
27003	480089.310	2136779.062	2284.216	2284.232
27004	480100.345	2136465.861	2305.655	2305.673
26005	480539.860	2136565.293	2293.347	2293.357
26006	480529.999	2136936.230	2274.846	2274.854
25007	480863.184	2136944.591	2275.998	2276.000
25020	480774.487	2136927.804	2274.984	2274.987
25024	480778.088	2136897.537	2275.008	2275.011
15059	480727.690	2137307.197	2272.306	2272.308
15060	480668.755	2137792.209	2272.113	2272.112

V.- ESTABLECIMIENTO DE PUNTOS DE CONTROL.

13061	480998.601	2137791.302	2266.353	2266.347
13062	481020.426	2137461.871	2269.937	2269.932
13063	481365.546	2137479.408	2266.727	2266.716
13064	481411.768	2137790.497	2258.265	2258.251
13065	481415.716	2138217.286	2262.652	2262.636
13066	480852.400	2138355.685	2265.878	2265.872
15067	480664.605	2138171.700	2269.583	2269.581
22008	481879.381	2137516.578	2257.581	2257.561
22009	481923.206	2136608.575	2268.387	2268.373
22010	481788.576	2137203.684	2269.303	2269.287
23011	481636.958	2137028.982	2268.614	2268.601
23012	481676.637	2136550.293	2270.030	2270.021
24013	481131.980	2136573.301	2279.332	2279.332
25014	480847.256	2136555.198	2295.458	2295.463
24015	481078.744	2137027.064	2277.545	2277.543
43001	482074.870	2135374.556	2292.817	2292.811
44002	481850.219	2135194.436	2297.077	2297.077
45003	481440.483	2135075.215	2300.143	2300.151
46004	481025.507	2135090.377	2304.561	2304.576
46005	480775.787	2135276.865	2309.889	2309.906
47006	480402.180	2135022.132	2307.363	2307.390
48007	480020.073	2134936.329	2310.540	2310.573
49008	479663.281	2134866.093	2319.379	2319.419
41009	478921.889	2135191.874	2353.533	2353.581
41010	479342.218	2135285.595	2326.124	2326.165
31001	481665.505	2136433.373	2272.774	2272.766
31002	481645.409	2135930.593	2287.512	2287.509
32003	481428.571	2135947.325	2289.753	2289.753
33004	481235.012	2135894.089	2298.539	2298.543
34005	480722.136	2135943.398	2310.368	2310.381
34006	480419.331	2135735.766	2315.164	2315.183
35007	480313.916	2135707.458	2313.051	2313.072
57008	479810.479	2134304.155	2312.549	2312.593
56009	480216.222	2134350.591	2299.390	2299.427
59010	479442.238	2134299.241	2331.471	2331.521
DICYG	480926.966	2137015.439	2279.695	2279.695

Para los puntos de encuentro se realizaron las mismas transformaciones:

ID Punto	Latitud	Longitud	Alt. Elip.
DICyG,	19° 19' 37.05409" N,	99° 10' 53.66643" W,	2275.5600,
1301,	19° 19' 52.86637" N,	99° 11' 01.57066" W,	2267.8720,
1328,	19° 19' 51.05106" N,	99° 11' 04.80174" W,	2272.4922,
2403,	19° 19' 48.14955" N,	99° 10' 56.28285" W,	2265.4198,
2407,	19° 19' 46.35280" N,	99° 10' 54.65506" W,	2265.2854,
2414,	19° 19' 41.57228" N,	99° 10' 52.98349" W,	2268.5703,
2413,	19° 19' 42.88345" N,	99° 10' 51.57403" W,	2267.4259,
2517,	19° 19' 37.74645" N,	99° 10' 53.54673" W,	2267.6657,
2519,	19° 19' 34.75054" N,	99° 10' 55.85064" W,	2271.9479,
2521,	19° 19' 34.24723" N,	99° 10' 57.54069" W,	2271.6368,
1302,	19° 19' 54.94219" N,	99° 10' 59.87892" W,	2266.5260,
2404,	19° 19' 46.04099" N,	99° 10' 56.98793" W,	2269.6944,

V.- ESTABLECIMIENTO DE PUNTOS DE CONTROL.

2405,19° 19' 47.63828" N,99° 10' 55.34698" W,2264.2425,
 2409,19° 19' 48.87897" N,99° 10' 53.76445" W,2261.9595,
 2408,19° 19' 46.08300" N,99° 10' 53.91272" W,2264.7272,
 2411,19° 19' 46.93085" N,99° 10' 50.67899" W,2265.9488,
 2412,19° 19' 40.74756" N,99° 10' 50.30756" W,2265.6042,
 2415,19° 19' 39.52419" N,99° 10' 54.46823" W,2268.3749,
 2520,19° 19' 34.20465" N,99° 10' 58.88887" W,2270.9416,
 2522,19° 19' 33.15111" N,99° 10' 57.86327" W,2273.7559,
 2525,19° 19' 32.76650" N,99° 10' 57.01239" W,2275.1457,
 2526,19° 19' 32.84051" N,99° 10' 55.94826" W,2275.0147,
 1610,19° 19' 51.83147" N,99° 11' 27.35411" W,2282.9098,
 1609,19° 19' 50.17056" N,99° 11' 29.61270" W,2283.4760,
 1612,19° 19' 56.61004" N,99° 11' 26.52906" W,2282.5631,
 1611,19° 19' 54.51316" N,99° 11' 26.27758" W,2282.4906,
 1604,19° 19' 58.90608" N,99° 11' 28.31925" W,2282.9689,
 1613,19° 19' 57.51918" N,99° 11' 27.09145" W,2282.6348,
 1615,19° 20' 00.11703" N,99° 11' 30.84700" W,2283.5418,
 1616,19° 20' 00.26060" N,99° 11' 32.28884" W,2283.852,
 1618,19° 19' 58.53454" N,99° 11' 36.43662" W,2284.8626,

En proyección UTM:

Point	Easting	Northing	Ellip. Hgt.	Ortho. Hgt.
DICyG	480926.9657	2137015.44	2275.56	2279.6954
1301	480696.8472	2137501.701	2267.872	2272.0082
1328	480602.5116	2137446.004	2272.4922	2276.6304
2403	480850.9815	2137356.558	2265.4198	2269.5543
2407	480898.4192	2137301.282	2265.2854	2269.4194
2414	480947.0384	2137154.293	2268.5703	2272.7045
2413	480988.2064	2137194.551	2267.4259	2271.559
2517	480930.4807	2137036.717	2267.6657	2271.8009
2519	480863.1588	2136944.703	2271.9479	2276.0849
2521	480813.829	2136929.285	2271.6368	2275.7748
1302	480746.2759	2137565.452	2266.526	2270.661
2404	480830.3401	2137291.769	2269.6944	2273.8296
2405	480878.2717	2137340.814	2264.2425	2268.3765
2409	480924.4868	2137378.901	2261.9595	2266.0926
2408	480920.0705	2137292.966	2264.7272	2268.8609
2411	481014.452	2137318.927	2265.9488	2270.0807
2412	481025.0913	2137128.862	2265.6042	2269.7372
2415	480903.65	2137091.387	2268.3749	2272.5102
2520	480774.4894	2136928.018	2270.9416	2275.0803
2522	480804.3811	2136895.604	2273.7559	2277.8943
2525	480829.1964	2136883.756	2275.1457	2279.2838
2526	480860.2487	2136885.998	2275.0147	2279.1522
1610	479944.5064	2137470.706	2282.9098	2287.059
1609	479878.549	2137419.727	2283.476	2287.6267
1612	479968.7414	2137617.557	2282.5631	2286.7111
1611	479976.0083	2137553.097	2282.4906	2286.6388

V.- ESTABLECIMIENTO DE PUNTOS DE CONTROL.

1604	479916.586	2137688.187	2282.9689	2287.1173
1613	479952.363	2137645.519	2282.6348	2286.7828
1615	479842.8736	2137725.489	2283.5418	2287.6912
1616	479800.8092	2137729.949	2283.8526	2288.0027
1618	479679.7281	2137677.03	2284.8626	2289.015

En coordenadas topográficas:

=====

TRANSFORMACION DE COORDENADAS
UTM - GEODESICAS-TOPOGRAFICAS

=====

DATUM: ITRF92 a = 6378137.0m b = 6356752.314m
Nombre del Archivos: transutm.txt

=====

DATOS DE LA ESTACION DE REFERENCIA

est.	latitud	longitud	Alt elip
BASE	19° 19' 37.054"	99° 10' 53.666"	2275.5601
este	norte	altura ort	
480926.9657	2137015.4394	2275.5601	

=====

LISTA DE COORDENADAS DE PUNTOS DE REUNION

Est.	X top	Y top	Alt top	Alt orto
1301	480696.164	2137501.825	2267.872	2267.872
1328	480601.816	2137445.988	2272.492	2272.492
2403	480850.566	2137356.735	2265.420	2265.420
2407	480898.098	2137301.467	2265.285	2265.285
2414	480946.908	2137154.419	2268.570	2268.570
2413	480988.064	2137194.750	2267.426	2267.426
2517	480930.461	2137036.736	2267.666	2267.666
2519	480863.185	2136944.583	2271.948	2271.948
2521	480813.835	2136929.101	2271.637	2271.637
1302	480745.563	2137565.676	2266.526	2266.526
2404	480829.978	2137291.876	2269.694	2269.694
2405	480877.894	2137341.008	2264.242	2264.242
2409	480924.104	2137379.171	2261.959	2261.959
2408	480919.774	2137293.168	2264.727	2264.727
2411	481014.199	2137319.248	2265.949	2265.949
2412	481025.046	2137129.050	2265.604	2265.604
2415	480903.553	2137091.419	2268.375	2268.375
2520	480774.467	2136927.792	2270.942	2270.942
2522	480804.415	2136895.385	2273.756	2273.756
2525	480829.261	2136883.554	2275.146	2275.146
2526	480860.334	2136885.830	2275.015	2275.015
1610	479943.289	2137470.018	2282.910	2282.910
1609	479877.335	2137418.932	2283.477	2283.476
1612	479967.388	2137617.005	2282.563	2282.563
1611	479974.728	2137552.505	2282.491	2282.490
1604	479915.119	2137687.634	2282.969	2282.969
1613	479950.968	2137644.971	2282.635	2282.635
1615	479841.312	2137724.887	2283.542	2283.542
1616	479799.211	2137729.306	2283.853	2283.852
1618	479678.094	2137676.220	2284.863	2284.863
DICyG	480926.966	2137015.439	2275.560	2275.560

En este caso, lo que se entregó fue un catálogo completo con las coordenadas geográficas, en proyección UTM y topográficas, con fotografías tanto panorámicas como a detalle de los puntos levantados con el método de posicionamiento diferencial GPS; al igual que con sus croquis respectivos. Dicho ejemplo de catálogo se observa en la sección de Apéndices en el Apéndice III.

VI.- CONCLUSIONES

Las coordenadas geográficas dieron como resultado las transformaciones antes mencionadas que sirvieron para realizar el plano de planta que es el producto final de todo tipo de levantamiento, tanto geodésico, topográfico o fotogramétrico.

Las coordenadas en proyección UTM se usarán para realizar el sistema de información geográfica (SIG) para la consulta de todos los usuarios implicados dentro de dicho proyecto, además de que es un paso para calcular las coordenadas topográficas; así como se explica en el capítulo 3.3 de este trabajo.

Las coordenadas topográficas sirven para que los levantamientos realizados por las brigadas de topografía concuerden en un mismo marco general de levantamiento, y dicha información proporcionada por los equipos de topografía se traduzcan al mismo levantamiento y se una a toda la gama de información que usaran los realizadores del SIG.

Este tipo de información es realmente relevante, no solo para este proyecto, sino para todo tipo de trabajo de ingeniería, esta tecnología satelital ayuda a trasladar los trabajos realizados por cualquier ingeniero que necesite de una ubicación que contenga algún tipo de información, al igual que montarle una base de datos que facilite el entendimiento de los levantamientos a los usuarios que no tienen la formación necesaria para entender el tipo de datos entregados, recopilados y posprocesados en este caso.

APENDICES

En esta parte de este trabajo se hace énfasis en las referencias que se tratan en los capítulos anteriores que ligan a estos apéndices para evadir las dudas que se presenten en dicho escrito.

APENDICE I

DEDUCCIÓN SIMPLIFICADA DE LA ECUACIÓN FUNDAMENTAL DE LA LÍNEA GEODÉSICA.

Observamos el triangulo polar elemental APB' (Figura 20) formado por los arcos de los meridianos AP, B'P y el arco elemental de la línea geodésica ds.

Supongamos que la dirección del elemento inicial de la línea geodésica ds desde el punto A esta dada por el azimut A. Trazamos desde el punto B' el arco elemental del paralelo B'C. Las diferencias de latitudes y longitudes de los puntos A y B' están designadas por dB y dl; la convergencia de los meridianos en el punto B', por dA.

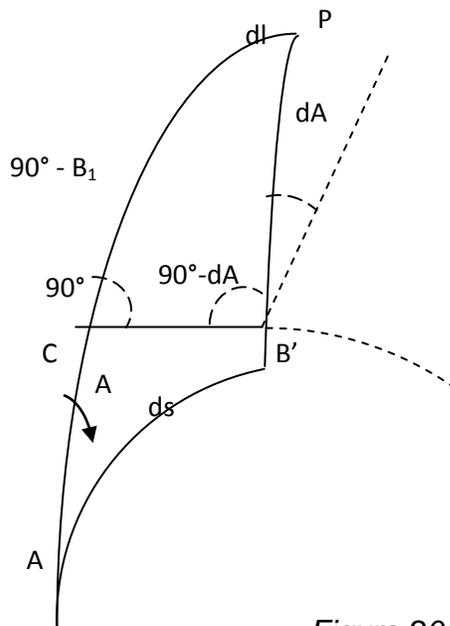


Figura 20

Supongamos que la dirección del elemento inicial de la línea geodésica ds desde el punto A ésta dada por el azimut A. Trazamos desde el punto B' el arco elemental del paralelo B'C. Las diferencias de latitudes y longitudes de los puntos A y B' están designadas por dB y dl; la convergencia de los meridianos en el punto B', por dA.

Partiendo del triangulo elemental AB'C tendremos

$$r dB = ds \cos A,$$

$$r dl = r \cos B dl = ds \sin A, \tag{A.1}$$

donde r es el radio del paralelo.

Teniendo en cuenta, que el ángulo en el vértice B' del triangulo CPB' es igual a 90° menos dA, podemos escribir:

$$\cos(90^\circ - B) = (\text{ctg} dl)(\text{ctg}(90^\circ - dA))$$

$$\tan(dl) \text{sen} B = \tan dA \quad (\text{A.2})$$

$$dA = dl \text{sen} B$$

$$dA = \frac{ds \text{sen} A \tan B}{N} \quad (\text{A.3})$$

De (A.1) y (A.2) obtenemos:

$$\frac{dB}{ds} = \frac{\cos A}{M} = \frac{V^2}{c} \cos A$$

$$\frac{dl}{ds} = \frac{\text{sen} A}{N} \sec B = \frac{V}{c} \sec B \text{sen} A \quad (\text{A.4})$$

$$\frac{dA}{ds} = \frac{\text{sen} A}{N} \tan B = \frac{V}{c} \tan B \text{sen} A$$

Notemos, que las primeras dos ecuaciones del sistema (A.4) pueden relacionarse a los elementos de cualquier curva sobre la superficie del elipsoide, por cuanto éstos expresan los elementos lineales de la superficie; la última ecuación se refiere solamente a la línea geodésica.

Para entender mejor el concepto de línea geodésica se demuestra el siguiente teorema: *el producto del radio del paralelo por el seno de azimut en cada punto de la línea geodésica, es una cantidad constante, o sea,*

$$r \text{sen} A = \text{const.}$$

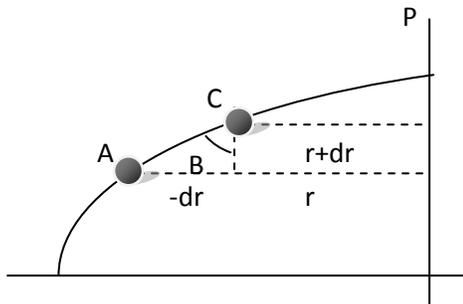


Figura 21

Representamos el meridiano del punto A en el plano del dibujo (Figura 21). Si designamos por r el radio del paralelo del punto A, entonces el radio del paralelo del punto C será r+dr, de acuerdo al dibujo para dr tendremos:

$$-dr = MdB \operatorname{sen} B \quad (\text{A.5})$$

De las ecuaciones (A.1) escribimos:

$$\operatorname{cos} A = M \frac{dB}{ds} \quad (\text{A.6})$$

$$\operatorname{sen} A = r \frac{dl}{ds} \quad (\text{A.7})$$

Multipliquemos ambos miembros de la ecuación (A.6) por r dA, y a la ecuación (A.7) por dr, sumando. Tendremos:

$$r \operatorname{cos} A dA = Mr \frac{dB}{ds} \operatorname{sen} B dl$$

$$dr \operatorname{sen} A = r dr \frac{dl}{ds} = -Mr \frac{dl}{ds} dB \operatorname{sen} B$$

O

$$r \operatorname{cos} A dA + dr \operatorname{sen} A = 0$$

En el segundo miembro obtuvimos un diferencial total cuya integral es:

$$r \operatorname{sen} A = \operatorname{const.} \quad (\text{A.8})$$

Por lo tanto, el teorema ha sido demostrado. Y de acuerdo con:

$$r = a \operatorname{cos} u$$

Por lo cual la ecuación (A.8) puede ser escrita como:

$$a \operatorname{cos} u \operatorname{sen} A = c \quad (\text{A.9})$$

O

$$\operatorname{cos} u_1 \operatorname{sen} A_1 = \operatorname{cos} u_2 \operatorname{sen} A_2 = \dots = c$$

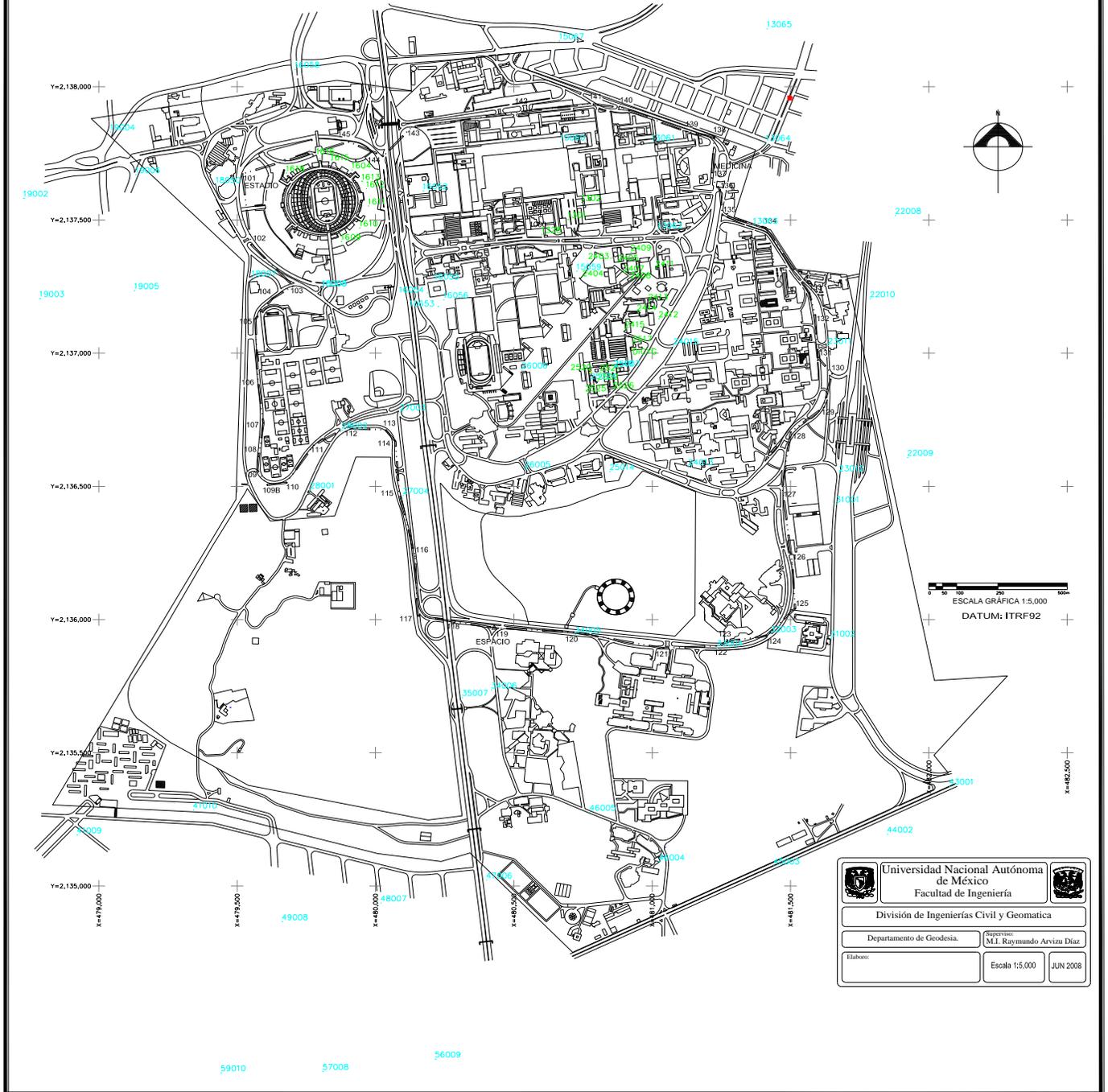
De la ecuación (A.9) se desprende, que para una línea geodésica sobre la superficie del elipsoide de revolución, *el producto del coseno de la latitud reducida de un punto de la línea geodésica por el seno del azimut de la línea geodésica en este mismo punto, es una cantidad constante.*

Las ecuaciones (A.8) y (A.9) son en sí dos aspectos de la ecuación fundamental de la línea geodésica sobre la superficie de un elipsoide de revolución.

APENDICE II

PLANO DE PLANTA DE LEVANTAMIENTO GEODÉSICO.

Universidad Nacional Autónoma de México Ciudad Universitaria



**APENDICE III.
CATALOGO DE PUNTOS.**



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO

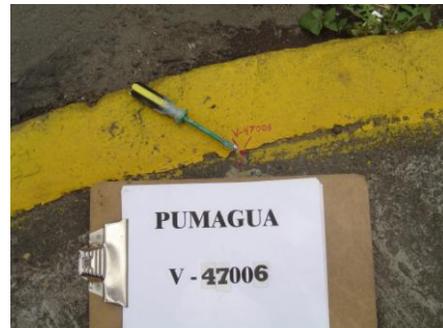
PROYECTO : PUMAGUA.
 ELABORÓ : LA DIVISION DE INGENIERIAS CIVIL Y GEOMATICA
 RESPONSABLE : ING. ROBERTO DE LA CRUZ.
 FECHA : JUNIO DE 2008

MARCO DE REFERENCIA ITRF92

	COORDENADAS GEODÉSICAS :	COORDENADAS UTM :	COORDENADAS TOPOGRÁFICAS :
VERTICE V - 47006	LATITUD : 19° 18' 32.25197"	N = 2135024.194	X = 480402.180
	LONGITUD: 99° 11' 11.63614"	E = 480400.488	Y = 2135022.132
	ALTITUD : 2303.2277 m	ELEV. = 2307.38 m	Z = 2307.363



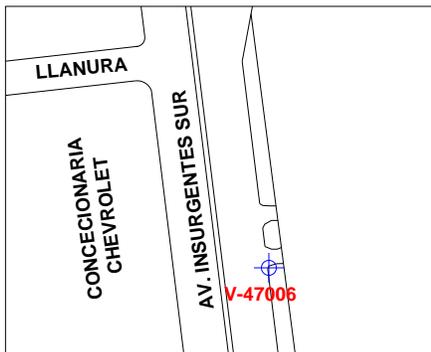
PANORAMICA



DETALLE DEL VERTICE



PANORAMICA



CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

VÉRTICE LOCALIZADO ENFRETE DE UN SAGUÁN BLANCO UBICADO SOBRE LA GUARNICIÓN EN LA AVENIDA DE INSURGENTES SUR ENFRETE DE UNA CONCECIONARIA DE CHEVROLET.

DESCRIPCION



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROYECTO : PUMAGUA.
ELABORÓ : LA DIVISION DE INGENIERIAS CIVIL Y GEOMATICA
RESPONSABLE : ING. ROBERTO DE LA CRUZ.
FECHA : JUNIO DEL 2008

MARCO DE REFERENCIA ITRF92

VERTICE V - 49008	COORDENADAS GEODÉSICAS :	COORDENADAS UTM :	COORDENADAS TOPOGRÁFICAS :
	LATITUD : 19° 18' 27.17814"	N = 2134869.051	X = 479663.281
	LONGITUD: 99° 11' 36.93704"	E = 479661.988	Y = 2134866.093
	ALTITUD : 2315.2428 m	ELEV. = 2319.41 m	Z = 2319.379



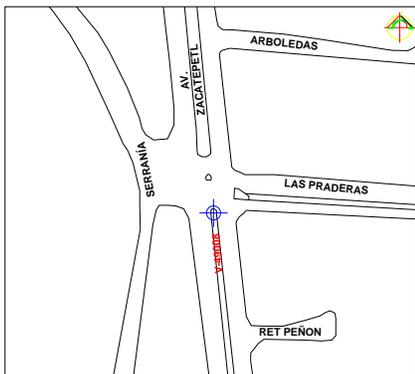
PANORAMICA



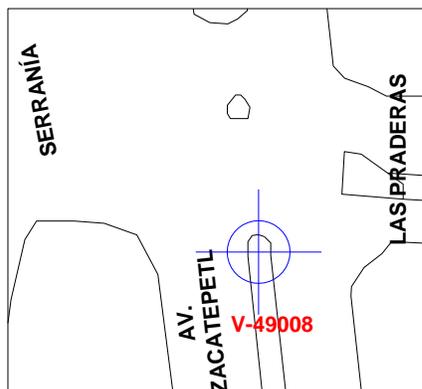
DETALLE DEL VERTICE



PANORAMICA



CROQUIS DE LOCALIZACIÓN



CROQUIS A DETALLE DEL PUNTO

VÉRTICE LOCALIZADO EN LA BANQUETA DE UN CAMELLON EN MEDIO DE LOS DOS SENTIDOS DE LA AVENIDA ZACATEPETL EN LA COLONIA PEDREGAL DE SAN ANGEL. SE UBICA A POCOS METROS DE LAS FALTAS DEL CERRO DE ZACATEPETL.

DESCRIPCION

VII.- REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1.- Página Web.- http://es.wikipedia.org/wiki/Sistema_de_posicionamiento_global
- 2.- “Guía y especificaciones para levantamiento por Satélite Doppler”, COMITÉ DE GEODESIA, IPGH 1982, Publicación No. 377.
- 3.- “Manual de operaciones de campo”, DMA TM, Abril 1975.
- 4.- T. FRENCH, Gregory “Understanding the GPS: An Introduction to the Global Positioning System What it is and How it Works”. Editorial GeoResearch Inc., 1996.
- 5.- Página Web.- http://www.fomento.es/MFOM/LANG_CASTELLANO/DIRECCIONES_GENERALES/INSTITUTO_GEOGRAFICO/Geodesia/red_geodesicas/
- 6.- Página Web.- <http://www.sitibsa.com/procesos.php?lng=es>
- 7.- ZAKATOV, P. S. “Curso de Geodesia Superior”, Editorial Mir, URSS 1981.
- 8.- BOMFORD, G. “Geodesy”, Editorial Oxford, Segunda Edición, Oxford at the Clarendon Press 1965.
- 9.- Página Web.- <http://es.wikipedia.org/wiki/Geodesia>
- 10.- Página Web.-
<http://mapserver.inegi.gob.mx/geografia/espanol/normatividad/infgeodesia/prodind ex.cfm>
- 11.- Página Web.- http://www.fi-unam.mx/simposio_investigacion2005/ponencia10_ext.html
- 12.- Página Web.- <http://www2.uca.es/facultad/nauticas/profesores/Carolina/08.pdf>
- 13.- Página Web.- <http://www.monografias.com/trabajos19/navegacion-global/navegacion-global.shtml>
- 14.- Página Web.- http://es.wikipedia.org/wiki/Coordenadas_UTM
- 15.- Página Web.- <http://www.todoexpertos.com/categorias/ciencias-e-ingenieria/topografia/respuestas/1630626/coordenadas-geodesicas-a-topograficas>
- 16.- Página Web.- <http://www.cartesia.org/article.php?sid=193>
- 17.- Página Web.- <http://www.cartesia.org/article.php?sid=195>
- 18.- Página Web.-
http://www.gisdevelopment.net/technology/gps/ma06_35abs.htm

VII.- REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

19.- Página Web.- <http://www.udape.gov.bo/portalSIG/ElementosSIG/que-esgps-leica.pdf>

20.- KRAKIWSKY, E. J. and WELLS, D. E., "Mathematical Models For Positioning By Satellite" Department of Surveying Engineering, University of New Brunswick Fredericton N. B. Canada, mayo de 1971.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCG/SEAC/UTIT/018/09

Señor
FERNANDO RODRÍGUEZ ESCOBAR
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. VÍCTOR MANUEL MOZO Y TENORIO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO GEOMÁTICO.

"POSICIONAMIENTO DIFERENCIAL GPS Y TRANSFORMACIONES DE COORDENADAS PARA EL PROYECTO PUMAGUA EN C.U."

- INTRODUCCIÓN
- I. ASPECTOS GENERALES DE NAVEGACIÓN GPS Y SU USO
 - II. ASPECTOS GENERALES DE LAS REDES GEODÉSICAS
 - III. CÁLCULO DEL POSICIONAMIENTO DIFERENCIAL GPS
 - IV. IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA LOCAL
 - V. ESTABLECIMIENTO DE PUNTOS DE CONTROL
 - VI. CONCLUSIONES
- REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS
APÉNDICE

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 3 de Marzo del 2009.
EL DIRECTOR

MTRO. JOSÉ GONZALO GUERRERO ZEPEDA,
GGZ/RSU/gar.