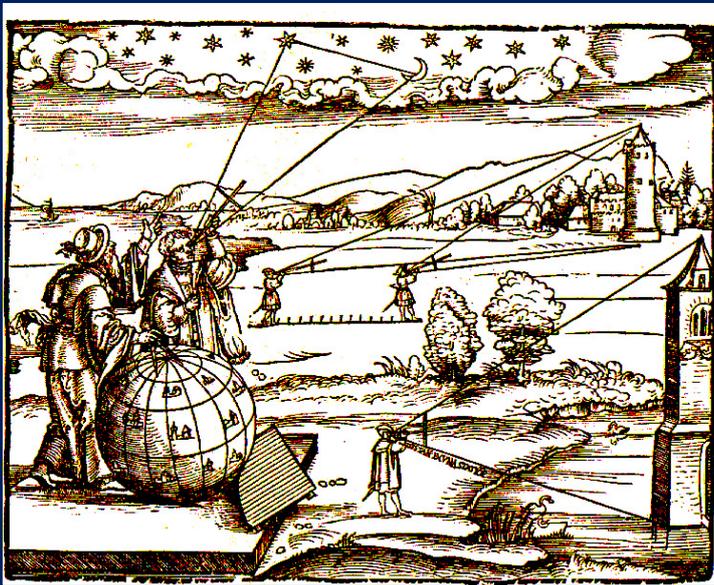


ESTUDIO DE METODOLOGIAS UTILIZADAS EN RELEVAMIENTOS Y REPLANTEOS TOPOGRAFICOS CON DESTINO A OBRA LINEAL



SANDRA GLORIA MONTES DE OCA
RICARDO DANIEL YELICICH PELAEZ

*Instituto de Agrimensura
Facultad de Ingeniería
Universidad de la República
Uruguay - Junio de 2012*





**UNIVERSIDAD DE LA REPUBLICA
FACULTAD DE INGENIERIA
INSTITUTO DE AGRIMENSURA**

TESIS PARA OPTAR AL TITULO DE INGENIERO AGRIMENSOR

**ESTUDIO DE METODOLOGIAS UTILIZADAS EN
RELEVAMIENTOS Y REPLANTEOS TOPOGRAFICOS CON
DESTINO A OBRA LINEAL**

**SANDRA GLORIA MONTES DE OCA
RICARDO DANIEL YELICICH PELAEZ
POSTULANTES**

**ING ROBERTO PEREZ RODINO
TUTOR**

**Montevideo, Uruguay
Junio de 2012**

PÁGINA DE APROBACIÓN

FACULTAD DE INGENIERIA

El tribunal docente integrado por los abajo firmantes aprueba el Proyecto de Grado:

Título Estudio de metodologías utilizadas en relevamientos y
.....
 replanteos topográficos con destino a obra lineal.
.....

Autores Sandra Montes de Oca
.....
Ricardo Yelicich Peláez
.....

Tutor Ing. Roberto Pérez Rodino
.....

Carrera Agrimensura
.....

Puntaje
.....

Tribunal

Profesor..... (Nombre y firma)

Profesor..... (Nombre y firma)

Profesor..... (Nombre y firma)

Montevideo, __ de _____ de 2012.

TABLA DE CONTENIDO

PÁGINA DE APROBACIÓN.....	III
TABLA DE CONTENIDO.....	IV
INDICE DE FIGURAS.....	V
INDICE DE TABLAS.....	VI
RESUMEN.....	VII
INTRODUCCION.....	1
CAPITULO I.....	4
OBJETIVOS Y ALCANCE.....	4
OBJETIVO GENERAL.....	4
OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	4
ALCANCE.....	4
CAPITULO II.....	5
MARCO TEORICO.....	5
GEODESIA.....	5
TOPOGRAFÍA.....	10
CARTOGRAFIA.....	16
RELACION ENTRE GEODESIA, TOPOGRAFÍA Y CARTOGRAFIA.....	27
TECNOLOGIAS CLASICAS.....	28
TECNOLOGIAS MODERNAS.....	29
OBRAS LINEALES.....	32
CAPITULO III.....	34
ESTADO DEL ARTE.....	34
NORMAS.....	34
PROYECTOS.....	40
CONSULTAS.....	46
CONCLUSIONES.....	47
CAPITULO IV.....	49
ANALISIS TEORICO-PRACTICO.....	49
PRESENTACION.....	49
PRIMERA PRUEBA.....	50
SEGUNDA PRUEBA.....	55
CAPITULO V.....	66
CONCLUSIONES.....	66
PROPUESTA DE LINEAMIENTOS GENERALES.....	67
BIBLIOGRAFIA.....	70
ANEXOS.....	72

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.- Diferencias entre elipsoide y geoide (www.iesvillegas.com).....	5
Figura 2.- Coordenadas Geográficas (Goizueta).....	7
Figura 3. – Altura elipsoidal, ortométricas y desviación relativa de la vertical (Faure)	8
Figura 4. – Modelo Geoidal (Misión GRACE (NASA)).....	9
Figura 5. – Abscisas y Ordenadas.	11
Figura 6. – Radiación.	11
Figura 7. – Poligonación.....	12
Figura 8. – Triangulación.....	12
Figura 9. – Trilateración.....	13
Figura 10.- Propagación acimut en poligonación.	15
Figura 11. – Desarrollos y Proyecciones Cartográficas.....	19
Figura 12. – Proyecciones Cartográficas según el punto de proyección.	20
Figura 13.- Cónica de Lambert.....	23
Figura 14.- Convergencia de los meridianos	24
Figura 15.- Acimut geodésico.....	26
Figura 16.- Relacion entre distancias topográficas, geodésicas y cartográficas (del Bianco , 2006)	28
Figura 17.- Principio de funcionamiento del teodolito.....	28
Figura 18.- E.D.M.	29
Figura 19.- Proyección en Topografía.	29
Figura 20.- Principio de funcionamiento GPS.....	31
Figura 21.- Zona de estudio primera prueba	50
Figura 22. - CAD reorientado de primera prueba	51
Figura 23. - equipo GNSS	51
Figura 24.- Puntos proyectados y llevados a un mismo origen (1).....	52
Figura 25.- Puntos.....	54
Figura 26.- discrepancia en coordenadas en función de distancia a primer punto.	55
Figura 27.- Teodolito Wild T3	55
Figura 28.- Puntos cargados con LGO.....	61
Figura 29.- Post-Proceso con LGO	61
Figura 30.- Puntos proyectados y llevados a un mismo origen (UYMO)	63

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.- Parámetros elipsoidales (Rapp, 1982)	6
Tabla 2. - coordenadas de estación total reorientadas primera prueba	51
Tabla 3.- Corrección de coordenadas TM	54
Tabla 4.- Cálculos de diferencias	54
Tabla 5.- discrepancias	55
Tabla 6.- Ángulos medidos con teodolito	62
Tabla 7.- Análisis de acimutes.....	62
Tabla 8.- Puntos Proyectados por Transversa Mercator	63
Tabla 9.- Ángulos y acimutes obtenidos.....	63
Tabla 10.- Diferencias calculadas	64
Tabla 11.- Cálculo de corrección de Acimut.....	64
Tabla 12.- Distancias.....	65

RESUMEN

En este trabajo se exponen lineamientos necesarios en la confección de una normativa nacional que atienda los procedimientos de replanteo y relevamiento de una obra lineal en todas sus etapas y que asegure la correcta transmisión de los datos de posición generados en estas operaciones, de una etapa a otra así como de un profesional involucrado a otro.

PALABRAS CLAVE:

Obra lineal, cartografía, geodesia, GNSS, estación total.

INTRODUCCION

En topografía durante muchos años se trabajó con sistemas de referencia bidimensionales sobre superficies planas. Los métodos de trabajo acompañan las tecnologías disponibles en el mundo. En planimetría, se trabaja sobre planos horizontales y el método de trabajo, es la medición y determinación de ángulos y distancias sobre estos planos, ángulos horizontales o acimutales así como distancias topográficas (horizontales). Para esto, se utiliza instrumental activo, que permite la medición directa sobre el mismo, como son el teodolito y la cinta, etc. Con el avance de la tecnología se permite incorporar ambos elementos en un solo instrumento surgiendo así la estación total. Pero la concepción del método de trabajo es el mismo, medición de ángulos y distancias referidos a superficies planas o una sucesión de ellas.

Con el advenimiento de los sistemas de posicionamiento satelital global (GNSS), este paradigma se ve modificado por dos circunstancias bien definidas: se trabaja en el espacio y sobre superficies curvas, donde se definen sistemas de referencias en tres dimensiones, y se utiliza instrumental pasivo, no se puede operar con o sobre ellos ya que son solo receptores de señales emitidas por satélites, que luego se procesan en software específicos. Aparecen así conceptos nuevos, como son los sistemas de referencia tridimensionales, las proyecciones cartográficas, elipsoides de referencia, modelos geoidales, modelos de elevación, entre otros.

“En Relevamientos Topográficos clásicos, al tomar diferentes puntos utilizando estación total o teodolito, a la hora de procesar los datos, lo que se realiza es una Proyección Cartográfica en la que se consideran planos perpendiculares al eje principal del equipo de medición y tangente al campo gravitatorio terrestre. Lo que se hace es proyectar de forma ortogonal, los puntos de la superficie terrestre, sobre ese plano de referencia. En estas proyecciones, se mantienen las distancias, mientras que las cotas pasan a ser un atributo debido a las diferencias presentes entre las superficies relevadas y los planos de proyección considerados.” (Pérez Rodino, 2011).

Con los métodos actuales de medición GNSS, los datos se proyectan sobre superficies bien definidas como cilindros o conos, utilizando proyecciones cartográficas predefinidas (proyecciones conformes, equidistantes, etc.). Estas proyecciones, agregan deformaciones a los datos. El primer problema es definir la proyección a utilizar, se deben usar proyecciones porque se sigue pensando en dos dimensiones.

Este trabajo, tratará el tema de la compatibilización de datos obtenidos con una y otra metodología, en particular, la utilización de estos en relevamientos y replanteos con destino a obra civil lineal. Como resultado, se redactarán lineamientos que estandaricen los distintos aspectos vinculados a la temática, entre ellos, metodologías, procedimientos, instrumental, precisiones, proyecciones cartográficas, etc. Para esto, será necesario el estudio del estado del arte, tanto a nivel nacional, como internacional. Así mismo se obtendrán datos de una obra lineal realizada, se procesará y se analizarán resultados

ejemplificando las decisiones. Se buscarán normas, se contactará a técnicos idóneos en el tema y se establecerán los vínculos necesarios para establecer los objetivos propuestos.

En las distintas etapas de Obras de ingeniería Civil (estudio previo, proyecto y ejecución) se requiere de la combinación de diferente instrumental y metodología. “En la última década se han producido grandes avances tecnológicos que han impactado profundamente en el estudio y la construcción de las obras de Ingeniería” (del Bianco, 2006). En especial para trabajar en topografía de obras lineales, es necesario contar con herramientas eficientes y precisas para la adquisición de datos. La precisión es relativa a lo que se quiere obtener como dato. Se debe fijar el orden de precisión que requiere la medida. El primer límite del error (tolerancia) está en la naturaleza de lo que se va a medir, sin importar la herramienta (Hantzis, 2012).

El estudio previo o relevamiento es recoger o reconocer la realidad en todos sus aspectos (jurídico, medio ambiental, topográfico, geológico, climático, etc.). Se debe tener claro que es lo que necesita el proyectista, así se puede definir la precisión con la que se van a tomar los datos en campo. Cuando se planifica el relevamiento, se deben considerar los distintos órdenes de precisión que se requieren.

En la etapa de proyecto no hay topografía, solo geometría. Aquí se define la precisión del relevamiento y del replanteo. El proyecto cambia la realidad, planificándola y transformándola en forma virtual.

En la etapa de obra, se ejecuta, se cambia la realidad existente a una nueva realidad deseada. Luego se replantea y se verifica que lo obtenido es lo proyectado, así comienza una sucesión de idas y vueltas ajustando el proyecto. En obras lineales esta ida y vuelta es cíclica, si aparecen problemas se debe reprojectar.

Es claro que en las distintas etapas, no siempre actúa el mismo equipo de profesionales por lo que es necesario que el pasaje de una etapa finalizada a la siguiente sea conciso, claro y sin subjetividad.

En nuestro medio, el principal problema en relevamientos y replanteos de las distintas etapas de la obra civil lineal, radica en la transferencia de datos entre los profesionales actuantes, ya que muchas veces existe un total o parcial desconocimiento de la problemática que trae la utilización y compatibilización de las diferentes metodologías. Es frecuente escuchar de algunos profesionales que cuando se trabaja con datos GPS en proyectos viales “está todo mal”. Es decir cuando se llega a la etapa de replanteo del proyecto, sea cual sea la metodología utilizada, aparecen incongruencias con la realidad. Esta discordancia se explica porque la transferencia de datos es equivocada o incompleta.

Con el presente trabajo, se pretenderá minimizar estas incongruencias, evitar discordancias y para esto se redactaran lineamientos o guías generales sobre temas a seguir en relevamientos y replanteos con destino a obra lineal.

La presente tesis de grado se divide en cinco capítulos. En el primer capítulo se describen los objetivos y el alcance del trabajo. En el segundo, se exponen definiciones y conceptos a modo de marco teórico. El tercer capítulo contiene el estado del arte. En este apartado se hace una descripción somera de la situación actual del tema de estudio en el Uruguay y en algunos países de

la región, se describe como se resuelven los relevamientos y replanteos de obra lineal, se refiere y se sintetizan algunas normas internacionales sobre la materia. En el cuarto capítulo, se realiza un ejemplo de relevamiento utilizando diversas tecnologías y se describen los métodos y algoritmos utilizados. El quinto y último capítulo exhibe las principales conclusiones y recomendaciones propuestas por los autores.

CAPITULO I

OBJETIVOS Y ALCANCE

OBJETIVO GENERAL

El objetivo principal de este trabajo, es el estudio de las metodologías empleadas en relevamientos y replanteos topográficos con destino a proyectos de obra de infraestructura lineal, como por ejemplo, carreteras, tuberías, vías férreas, etc.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Estudiar cómo se resuelven los relevamientos y replanteos de obras lineales actualmente en nuestro medio.
- Establecer criterios para mejorar u optimizar la metodología utilizada.
- Realizar ensayos teórico-prácticos, utilizando distintas metodologías y proyecciones cartográficas para luego evaluar resultados obtenidos.
- Compatibilización de datos obtenidos por diferente instrumental y metodologías.
- Redactar lineamientos para relevamientos y replanteos de obra lineal.

ALCANCE

Estudiar las metodologías y redactar lineamientos de trabajo así como planes futuros. Estos lineamientos deben contener los tópicos y temas imprescindibles que aseguren una correcta y eficiente realización de los trabajos de relevamiento y replanteo de obras lineales según la naturaleza de la misma.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

En este capítulo se expondrán conceptos y definiciones extraídos de distintas referencias bibliográficas, tanto impresas como digitales.

GEODESIA

DEFINICION

“La geodesia, es la ciencia que tiene como fin principal la determinación de la figura de la Tierra, el posicionamiento de puntos sobre la superficie física terrestre y el estudio del campo de la gravedad externo del planeta” (*Benavidez Sosa, 1999*).

GEOIDE

Es la superficie física equipotencial del campo de gravedad terrestre que mejor ajusta al nivel medio del mar local o globalmente (del Bianco, 2006). Se puede ver como la continuación ideal de los mares en reposo y es una superficie tal que sirve de referencia en la medición de elevaciones además de determinar la vertical de un punto sobre la superficie de la Tierra. Debido a la heterogeneidad de la Tierra la forma del geoide es irregular, además presenta una formulación matemática compleja, por esto se buscan figuras matemáticas más sencillas que la representen.



Figura 1.- Diferencias entre elipsoide y geoide (www.iesvillegas.com)

ELIPSOIDE

Es una superficie engendrada por la rotación de una elipse alrededor de su eje menor. Esta elipse está definida por su semieje menor coincidente con la distancia del centro de la tierra a los polos y el semieje mayor por la distancia del centro de la tierra al ecuador. El elipsoide es la superficie matemática que mejor describe al geoide. A lo largo de la historia se han calculado distintos elipsoides y los datos necesarios para definirlo en geodesia son su semieje mayor (a), semieje menor (b) y el inverso de su aplanamiento (1/f) definido como:

$$1/f = a/(a-b)$$

<u>Ellipsoid</u>	<u>Semi-Major Axis</u>	<u>Inverse Flattening</u>
Name (Year Computed)	a(m)	1/f
Airy (1830)	6377563.396	299.324964
Bessel (1841)	6377397.155	299.152813
Clarke 1866	6378206.4	294.978698
Clarke 1880 (modified)	6378249.145	293.4663
Clarke 1880	6378249.145	293.465
Everest (1830)	6377276.345	300.8017
International (1924)	6378388	297
Krassovski (1940)	6378245	298.3
Mercury 1960	6378166	298.3
Modified Mercury 1968	6378150	298.3
Australian National	6378160	298.25
South America 1969	6378160	298.25
Geodetic Reference System 1967	6378160	298.2471674273
WGS72	6378135	298.26
Int. Assoc. of Geodesy (1975)	6378140 ±5	298.257 ±.0015
Geodetic Reference System 1980	6378137	298.257222101
Int. Assoc. of Geodesy (1983)	6378136 ±1	298.257
WGS84	6378137	298.257223563
Int. Assoc. of Geodesy (1987)	6378136	

Tabla 1.- Parámetros elipsoidales (Rapp, 1982)

SISTEMAS DE REFERENCIA, DATUM y COORDENADAS

Un sistema de referencia es una definición de modelos, parámetros, constantes, etc., que sirven como base para la descripción de los procesos físicos de la Tierra o de la superficie terrestre. Los sistemas de referencia no se pueden determinar por mediciones, sino que se definen convencionalmente (Faure, 2008).

En geodesia, los sistemas de referencia se pueden dividir en clásicos y modernos. Un sistema clásico implica la elección de un elipsoide de referencia, un punto origen o Datum, cuyas coordenadas se determinan mediante observaciones astronómicas, y un acimut de partida, obtenido a partir de estas observaciones. Se establece su ubicación en relación con la forma física de la Tierra, el geoide. Es un sistema de referencia bidimensional sobre el elipsoide: latitud y longitud; mientras que el sistema de referencia altimétrico es independiente. Por otro lado, un sistema de referencia moderno se define con un triedro triaxial directo, con el origen coincidente con el centro de masas terrestre (geocentro), el eje X contenido en el meridiano de Greenwich, el eje Z coincidente con el eje de rotación terrestre y el eje Y que completa el triedro

directo. Además, tiene un elipsoide de revolución asociado, ubicado en el centro del triedro. Es un sistema de referencia tridimensional: X, Y, Z o latitud y longitud sobre el elipsoide y una altura elipsoidal (apuntes sistemas de referencia IA).

El Datum es un conjunto de parámetros que sirven como referencia o base para el cálculo de otros parámetros. Un Datum define la posición del origen, la escala y la orientación de los ejes del sistema de coordenadas. El sistema de coordenadas es el conjunto de reglas matemáticas que especifican cómo las coordenadas tienen que asignarse a los puntos. Las coordenadas son cualquiera de los n números de una secuencia que designa la posición de un punto en un sistema n dimensional. (Términos y definiciones de la ISO 19111)

Para la toma de posiciones sobre la superficie terrestre es necesario establecer un modelo de su superficie que nos permita fijar un sistema de coordenadas. El modelo más simple utilizado para la Tierra es una esfera. Las coordenadas que habitualmente se fijan sobre ella son esféricas, geodésicas o geográficas: longitud (λ) y latitud (ϕ) como se muestra en la Figura 2.

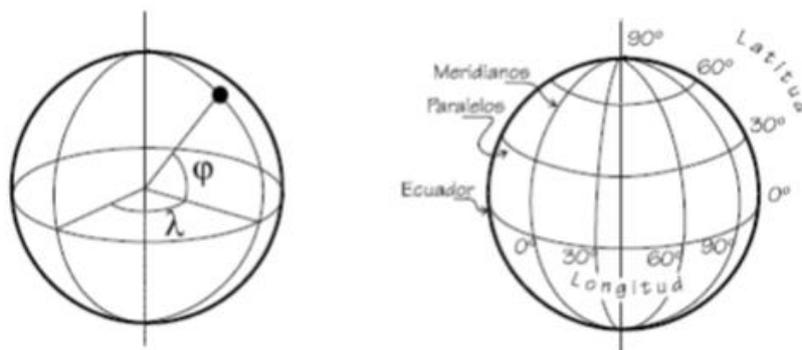


Figura 2.- Coordenadas Geográficas (Goizueta)

Este sistema se ha generalizado tradicionalmente a la superficie terrestre, considerándola localmente como la de la esfera. Es importante notar que la longitud es un ángulo en la dirección de la rotación terrestre, mientras que la latitud es transversal a la misma (y relacionada con la vertical).

Tradicionalmente la determinación de la longitud y latitud de un punto sobre la superficie de la Tierra se ha hecho por métodos astronómicos. En cada punto existe una dirección fácilmente determinada: la vertical. Ésta es consecuencia de la gravedad y la rotación de la tierra. Así, en cada punto nos sirve como referencia una superficie normal a la vertical (el plano del horizonte). Conviene tomar una superficie continua que sea normal a la vertical en cada punto, que será por tanto una superficie equipotencial del campo de fuerzas constituido por la gravedad y la fuerza centrífuga, como lo es el geode (Goizueta)

ALTURAS

Para localizar un punto arbitrario en el espacio es necesaria una tercera coordenada: la elevación o altitud. Esta se mide de forma normal a la superficie de referencia (geoide o elipsoide). Así, los desniveles respecto al geoide se miden en la dirección vertical, aunque en rigor esto introduce un pequeño error debido a que las superficies equipotenciales del campo gravitatorio–centrífugo no son paralelas. (Goizueta)

- ALTURA ORTOMETRICA

Las alturas ortométricas (H) se pueden entender como la distancia medida sobre la vertical (perpendicular al geoide) del lugar, entre el punto sobre la superficie topográfica y el geoide (Pérez Rodino).

- ALTURA ELIPSOIDAL

Las alturas elipsoidales (h) representan la separación entre la superficie topográfica y el elipsoide, medida sobre la normal (perpendicular al elipsoide) del lugar (Pérez Rodino).

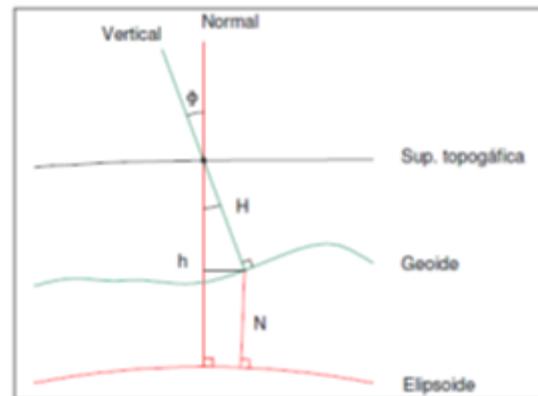


Figura 3. – Altura elipsoidal, ortométricas y desviación relativa de la vertical (Faure)

El sistema de alturas elipsoidales es definido geoméricamente siendo independiente del campo de la gravedad. Globalmente, las alturas elipsoidales son determinadas por métodos satelitales (por ejemplo GPS) con precisiones métricas, mediante observaciones simultáneas y la utilización de modelos geoidales, las diferencias de alturas pueden ser obtenidas, con esta técnica, con una precisión de 1 a 10 cm. (Villaluenga y Betancur, 2009).

Considerando la no coincidencia entre la normal y la vertical, queda determinada la desviación relativa de la vertical (Φ), como el ángulo determinado entre la normal al elipsoide y la vertical del lugar (Pérez Rodino). La relación existente entre las alturas definidas y la desviación relativa de la vertical, definen la ondulación del geoide (N) mediante la siguiente expresión:

$$N = h - H * \cos (\varphi)$$

MODELO GEOIDAL

La determinación rigurosa del geoide no es un problema de fácil solución, habida cuenta de los más de 1000 parámetros necesarios para describirlo detalladamente, aunque en términos globales su ondulación máxima con relación al elipsoide es del orden de unos 100 metros, a nivel local presenta numerosas elevaciones y depresiones con relación al mismo. La precisión alcanzada para las alturas del geoide varía entre algunos decímetros

en los océanos y algunos metros sobre los continentes, por encima de los cuales no hay una técnica que permita hallar la ondulación con gran precisión.

Los modelos geopotenciales permiten calcular los valores de la ondulación del geoide (N) que vinculan h con H , y tienen asociado un conjunto de constantes: de atracción gravimétrica terrestre (GM), semieje mayor y aplastamiento del elipsoide terrestre, velocidad de rotación de la tierra y los coeficientes del desarrollo armónico. Este cálculo se realiza con un programa general que lee los coeficientes y calcula los valores relacionados con el potencial, entre ellos N. (Villaluenga y Betancur, 2009).

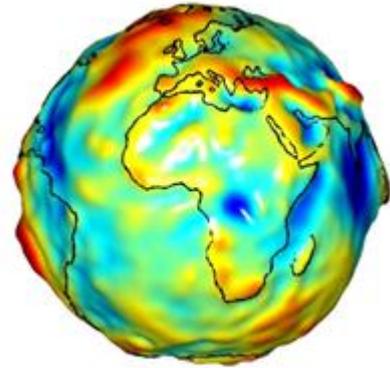


Figura 4. – Modelo Geoidal (Misión GRACE (NASA)).

REDES DE APOYO

Las Redes Geodésicas consisten básicamente en una serie de puntos distribuidos por toda la superficie de un país, un estado o un municipio, formando una malla de triángulos, en los cuales, tras un proceso de cálculos, se conocen sus vértices, a los que se le denominan vértices geodésicos.

Las Redes Geodésicas constituyen los cimientos sobre los que se apoyan multitud de disciplinas tanto científicas como técnicas de las más diversas índoles. Son imprescindibles para el estudio teórico de la forma y figura de la tierra, objetivo principal de la Geodesia, así como para el planteamiento, diseño y ejecución de cualquier tipo de infraestructuras como por ejemplo levantamientos topográficos, fotogramétricos, Geodésicos, Cartográficos, Marítimos, etc.). Así es que surgen Redes de Apoyo para obras viales, por ejemplo, topográficas y/o geodésicas apoyadas en estas Redes Geodésicas. Son redes de puntos materializados en el terreno que servirán como apoyo de las operaciones tanto de replanteo como de levantamiento de una obra. Estas redes se clasifican según la densidad de puntos de la red, la calidad de las observaciones que definen estos puntos y la zona donde la red intervendrá. Así es que se clasifican en Redes Primaria o de primer orden cuyo uso se reserva para trabajos de alta precisión en las etapas de estudio y construcción. Las Redes Secundarias o de segundo orden las que sostienen proyectos de trazados de caminos o carreteras. Las Redes Terciarias básicamente se emplean para densificar las Redes de órdenes anteriores.

TOPOGRAFÍA

DEFINICION

La topografía se puede definir como el “conjunto de métodos e instrumentos necesarios para representar el terreno con todos sus detalles naturales o artificiales” (Jorge Franco Rey) y también como “la ciencia y el arte de representar la realidad y es a su vez, la disciplina que permite establecer el vínculo entre el espacio real y un modelo matemático que lo representa” (Michelin, 2007).

Es además, la ciencia y la técnica de realizar mediciones de ángulos y distancias en extensiones de terreno lo suficientemente reducidas como para poder despreciar el efecto de la curvatura terrestre, para después procesarlas y obtener así coordenadas de puntos, direcciones, elevaciones, áreas o volúmenes, en forma gráfica y/o numérica, según los requerimientos del trabajo. La Topografía es una disciplina cuya aplicación está presente en la mayoría de las actividades humanas que requieren tener conocimiento de la superficie del terreno donde tendrá lugar el desenvolvimiento de esta actividad. En la realización de obras civiles, tales como acueductos, canales, vías de comunicación, embalses, etc, en la elaboración de urbanismos, en el catastro, en el campo militar, así como en la arqueología, y en muchos otros campos, la topografía constituye un elemento indispensable (Jáuregui).

La topografía es una ciencia geométrica aplicada a la descripción de la realidad física inmóvil circundante. Es plasmar en un plano topográfico la realidad vista en campo, en el ámbito rural o natural, de la superficie terrestre; en el ámbito urbano, es la descripción de los hechos existentes en un lugar determinado: muros, edificios, calles, entre otros.

El trabajo topográfico se puede dividir en dos tareas complementarias: relevamiento y replanteo.

RELEVAMIENTO

Un relevamiento topográfico es un conjunto de operaciones que tienen por objeto, determinar la posición relativa de puntos, sobre la superficie terrestre. Con el relevamiento se pretende conocer la realidad circundante y representarla mediante un modelo matemático. El modelo se construye a partir de coordenadas de puntos representativos de esa realidad.

REPLANTEO

El replanteo es la materialización en el espacio, de forma adecuada e inequívoca, de los puntos básicos que definen gráficamente un proyecto. Se define proyecto como el conjunto de documentos escritos, numéricos y gráficos, que se utilizan para la construcción de una obra de ingeniería. Estos puntos básicos son los mínimos necesarios para definir el elemento a replantear. A su vez, este elemento puede estar compuesto por determinadas

figuras geométricas que quedaran definidas por estos puntos básicos (del Corral, 2001).

METODOLOGIAS TOPOGRAFICAS

A continuación se describen algunos de los métodos más utilizados en topografía para relevamiento y replanteo de puntos en el terreno.

- **ABSCISAS Y ORDENADAS**

Se fundamenta en la determinación de los puntos del terreno, relacionándolos mediante abscisas y ordenadas, sobre uno de los dos ejes que se materializa en una alineación recta marcada o referenciada sobre el terreno. Se establece una alineación recta en las proximidades de los elementos a representar, señalando en ella un punto como origen de abscisas. Sobre este eje se trazaran perpendiculares a los puntos singulares a representar, siendo la longitud de estos segmentos, las ordenadas (Carlos Barón).

$$X_C = X_A + D_{AP}$$

$$Y_C = Y_A + D_{PC}$$

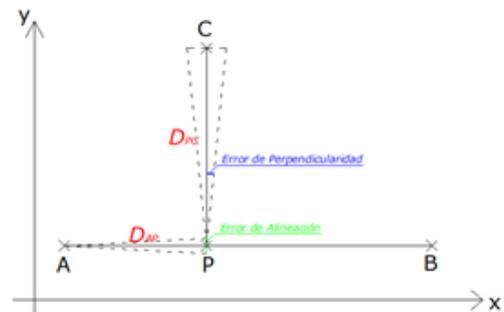


Figura 5. – Abscisas y Ordenadas.

- **RADIACION**

El método de radiación se fundamenta en el sistema polar de referencia y consiste en determinar la posición de los puntos relacionándolos con otro de posición previamente conocida mediante dos parámetros: ángulo horizontal y distancia reducida. El procedimiento consiste en estacionar el aparato en un punto de coordenadas conocidas, desde el que se vean todos los que componen el relevamiento, y realizando las correspondientes punterías a cada uno

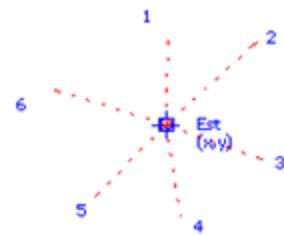
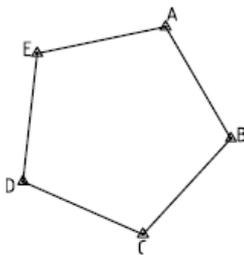


Figura 6. – Radiación.

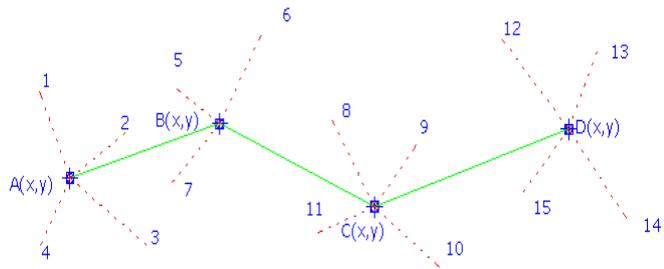
de ellos, se toman los ángulos horizontales y los datos para calcular las distancias reducidas.

- POLIGONACION.

Consiste en determinar la posición de una serie de puntos distribuidos a lo largo de un recorrido, en función del azimut y la distancia reducida de cada uno de ellos con su inmediatamente anterior y su inmediatamente siguiente, partiendo de al menos uno de posición conocida, y es especialmente indicado para establecer los trazados viales, canalizaciones, así como para levantamientos perimetrales de edificios o urbanizaciones. El método consiste en comenzar en un punto de estación conocido, tomar una dirección de referencia, destacando por radiación el siguiente punto que será la segunda estación y sobre este se estaciona de nuevo el instrumento, tomando los datos de la primera y destacando la tercera y así sucesivamente hasta el último punto de estación. Las poligonales se clasifican en: poligonal cerrada (el punto de inicio coincide con el de fin), poligonal enmarcada (los puntos de inicio y fin son conocidos) y poligonal abierta (no se conoce el punto final).



A- Cerrada



B – Abierta y/o enmarcada

Figura 7. – Poligonación.

- TRIANGULACION

La triangulación es un método en el cual las líneas de levantamiento forman figuras triangulares de las cuales se miden los ángulos y los lados se calculan trigonométricamente a partir de un lado conocido o medido llamado base. Cuando el levantamiento se hace haciendo uso de una poligonal acumula errores que hacen inexacto el método. Existen diferentes órdenes de triangulación de los cuales la triangulación de cuarto orden es la que corresponde a la triangulación topográfica, cuyos lados pueden tener longitudes máximas hasta de 3 km y proporcionan una precisión suficiente para trabajo ordinario de ingeniería. Una red de triangulación o cadena de triángulos se forma cuando se tiene una serie

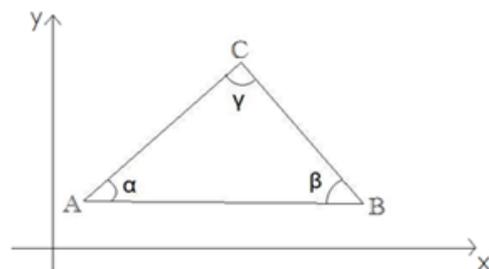


Figura 8. – Triangulación.

de triángulos conectados entre sí de los cuales se pueden calcular todos los lados conociendo los ángulos internos que forman entre si y la longitud de una línea denominada base. No es necesario que sean triángulos, pueden ser cuadriláteros con una o dos diagonales o cualquier forma de polígonos que permitan su descomposición en triángulos.

Si se conocen las coordenadas de A y B y se miden los ángulos α y β , se puede calcular las coordenadas del vértice C con las siguientes expresiones:

$$X_C = X_A + \frac{D_{AB} \cdot \text{sen}\beta}{\text{sen}(\alpha + \beta)} \text{sen} \left[\text{Arctg} \left(\frac{Y_B - Y_A}{X_B - X_A} \right) - \alpha \right]$$

$$Y_C = Y_A + \frac{D_{AB} \cdot \text{sen}\beta}{\text{sen}(\alpha + \beta)} \cos \left[\text{Arctg} \left(\frac{Y_B - Y_A}{X_B - X_A} \right) - \alpha \right]$$

- TRILATERACION

Este método consiste en que en vez de medir ángulos se miden distancias entre todos los lados con distanciómetro. Las distancias que se obtienen en campo hay que reducirlas al horizonte, por ello deberán medirse también los correspondientes ángulos de inclinación, es decir se deben tomar las lecturas cenitales. Si se tienen las distancias de los lados del triángulo ABC el valor de α se puede deducir mediante el teorema del coseno.

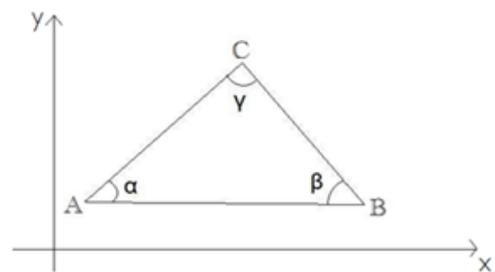


Figura 9. – Trilateración.

$$\alpha = \text{Ar} \cos \left(\frac{D_{AC}^2 + D_{AB}^2 - D_{BC}^2}{2D_{AC}D_{AB}} \right)$$

- INTERSECCION DIRECTA

Consiste en la determinación de la posición de un punto sin acceder a él directamente. A partir de una distancia conocida por su acimut y longitud, que se tomará como base del triángulo, se estaciona el instrumento en cada extremo, con coordenadas conocidas y libres de error, y se visa el punto desde cada estación, obteniéndose así los ángulos adyacentes del triángulo. De esta manera queda definida la posición del punto por medio de un lado y dos ángulos del triángulo.

TEORIA DE ERRORES

Medir es el conjunto de operaciones que tiene por objeto determinar el valor de una magnitud física. Implica comparar cierta magnitud con su unidad (patrón), con el fin de averiguar cuantas veces la primera contiene a la segunda. La medida, en la práctica, se encuentra siempre afectada de un error, ya que nunca se conoce el verdadero valor de una dimensión. Además, el error exacto que se comete en cualquier medida es siempre desconocido. Las operaciones de agrimensura buscan alcanzar un modelo matemático que represente la realidad y minimizar los errores cometidos.

Los errores se pueden clasificar en tres tipos: groseros o equivocaciones, sistemáticos y aleatorios. Los primeros se deben a fallas en procedimientos o descuidos y una vez detectados se deben descartar. Los errores sistemáticos son los que cumplen con una ley específica, siempre influyen en el mismo modulo y sentido. Una vez detectados se pueden corregir. Por último, los errores aleatorios son intrínsecos al proceso de medición, se producen al azar y no se puede determinar el sentido o magnitud del mismo. Estos errores se pueden modelar y ajustar por procesos estadísticos.

A su vez, es necesario definir algunas características de las medidas como son:

- **PRECISION:** Grado de conformidad que presenta la serie de medidas entre sí.
- **EXACTITUD:** Grado de conformidad que presenta la serie de medidas en relación al verdadero valor.
- **INCERTIDUMBRE:** Entorno alrededor de un valor estimado en donde existe determinada probabilidad de que se encuentre el verdadero valor de la magnitud. (Martínez, 2007)

El resultado de toda medición siempre tiene cierto grado de incertidumbre. Esto se debe a las limitaciones de los instrumentos de medida, a las condiciones en que se realiza la medición, así como también, a las capacidades del experimentador. Es por ello que para tener una idea correcta de la magnitud con la que se está trabajando, es indispensable establecer los límites entre los cuales se encuentra el valor real de dicha magnitud. La teoría de errores establece estos límites (*Félix González Pérez, 2006*).

La propagación de errores es el cálculo de errores e incertidumbres ocasionados en las medidas indirectas. Las medidas indirectas son magnitudes que se calculan a partir de los valores encontrados en las medidas de otras magnitudes (*Zúñiga Román, 2003*). Por ejemplo, el error cometido en el cálculo de coordenadas (x, y) de un punto que es medido con un instrumento topográfico, se calcula mediante propagación a partir de los errores cometidos en la medición de ángulo y distancia.

La metodología de relevamiento topográfico más empleada habitualmente es la poligonación, por lo que a continuación se desarrollara la propagación de errores cometidos en el cálculo de las coordenadas de un vértice utilizando este método.

Partiendo de un vértice cuyas coordenadas (X_E, Y_E), así como el error de las mismas ($\sigma_{X_E}, \sigma_{Y_E}$) son conocidas, y se mide ángulo (Az) y distancia (d) a otro vértice para obtener así sus coordenadas, se pueden determinar el error cometido en X e Y, mediante la función:

$$X = X_E + d \cdot \text{seno } Az$$

$$Y = Y_E + d \cdot \text{coseno } Az$$

Al mismo tiempo se puede determinar el error en la determinación del acimut de cada línea formada entre vértices de la poligonal y de cada vértice a cada punto relevado.

A continuación se exponen las fórmulas para el cálculo del error acimutal de cada línea de la poligonal.

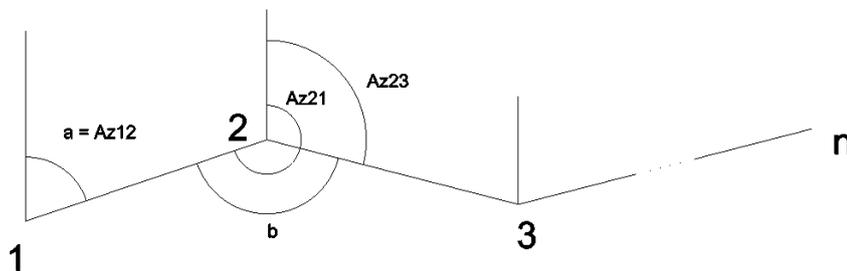


Figura 10.- Propagación acimut en poligonación.

$$Az12 = a$$

$$Az21 = Az12 + 180 = a + 180$$

$$Az23 = Az21 - b = a - b + 180$$

Por propagación de errores se puede calcular el error en acimut a partir del error cometido en la medición de los ángulos a y b, resultando:

$$\sigma_{Az\ 23}^2 = \sigma_a^2 + \sigma_b^2 = 2 * \sigma_a^2 \quad \text{donde } \sigma_a \text{ es el error angular}$$

$$\Rightarrow \sigma_{Az\ 23} = \sqrt{2} * \sigma_a$$

Si se sigue el razonamiento para n vértices, se tiene que

$$\sigma_{Az\ n-1 \rightarrow n} = \sqrt{(n-1)} * \sigma_a$$

y con esto se puede determinar el error de las coordenadas de los puntos relevados, utilizando la Ley de propagación de errores

$$\Sigma_{YY} = J * \Sigma_{XX} * J^t$$

Donde,

Σ_{YY} es la matriz covarianza de las coordenadas

$$\Sigma_{YY} = \begin{vmatrix} \sigma_x^2 & \sigma_{xy} \\ \sigma_{xy} & \sigma_y^2 \end{vmatrix}$$

Σ_{XX} es la matriz covarianza de las variables

$$\Sigma_{XX} = \begin{vmatrix} \sigma_{Az}^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_d^2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{xe}^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sigma_{ye}^2 \end{vmatrix}$$

J es el Jacobiano de la función

$$J = \begin{vmatrix} \delta X / \delta Az & \delta X / \delta d & \delta X / \delta Xe & \delta X / \delta Ye \\ \delta Y / \delta Az & \delta Y / \delta d & \delta Y / \delta Xe & \delta Y / \delta Ye \end{vmatrix}$$

CARTOGRAFIA

DEFINICION

Conjunto de estudios y de operaciones científicas, artísticas y técnicas que, a partir de los resultados de observaciones directas o del empleo de una documentación, intervienen en la elaboración, análisis y utilización de cartas, planos, mapas, modelos en relieve y otros medios de expresión, que representan la Tierra, parte de ella o cualquier parte del Universo (Asociación Cartográfica Internacional, 1966).

La cartografía tiene por objeto la concepción, preparación, redacción y realización de los mapas; incluye todas las operaciones necesarias, desde el levantamiento sobre el terreno o la recogida de información escrita, hasta la impresión definitiva y la difusión del documento cartográfico (Joly, F., 1976)

PROYECCIONES CARTOGRAFICAS

Una proyección cartográfica es una representación sistemática de toda o parte de la superficie de un cuerpo, en particular la Tierra, en un plano (Snyder, 1987). Mediante una proyección cartográfica hacemos corresponder cada punto de la esfera o el elipsoide con un punto del plano. De ésta forma cada punto de la tierra puede tener representación sobre el plano. Las proyecciones se pueden definir de forma matemática como una relación biunívoca que convierten las coordenadas geográficas (φ , λ) en coordenadas cartesianas (x , y) sobre un plano y viceversa. Debe notarse que las proyecciones cartográficas

operan únicamente sobre las coordenadas planimétricas: las coordenadas geográficas longitud, latitud y las coordenadas cartesianas (x, y) en la proyección; es decir, aplican biunívocamente la superficie de un elipsoide o esfera de referencia sobre un plano. La elevación sobre el elipsoide o esfera se puede considerar, en proyección, en la dirección normal a ese plano. Todos los puntos que comparten las mismas coordenadas geográficas (diferenciándose únicamente en su altitud) se representarán sobre el mismo punto del plano. Así, si trabajamos con distintas proyecciones cartográficas basadas en un mismo sistema de referencia geodésica, la transformación de coordenadas entre las distintas proyecciones es un problema que sólo depende de las coordenadas planimétricas, y se puede resolver con gran precisión si se conocen las fórmulas de la proyección.

Este proceso produce deformaciones de la superficie original tridimensional al transformarla en una superficie plana de dos dimensiones (Sneider, 2010).

Se han publicado cientos de proyecciones cartográficas diferentes y todas admiten una variación infinita eligiendo parámetros como el centro de proyección, uno o más paralelos estándar, etc. Además por proyectarse un elipsoide o bien una esfera, toda proyección está parametrizada por las dimensiones de la esfera o elipsoide de referencia. La superficie de la esfera o el elipsoide no se puede representar sobre el plano sin deformación. Ahora bien, dependiendo del uso que se dé a la representación se puede llegar a un compromiso en las deformaciones, manteniendo alguna característica deseable. Las principales características que se pueden conservar en una proyección cartográfica son:

- Área: Una proyección que conserve las áreas se llama equivalente, homolográfica o autálica. Las formas, ángulos y escalas aparecerán distorsionadas, aunque suelen ser correctos o casi en algunas partes. La conservación de las áreas es una condición global.

- Forma: Una proyección es conforme u ortomórfica si se conservan los ángulos relativos alrededor de cada punto. Es ésta por tanto una condición local. De todas formas, si se representa toda la tierra es habitual que haya uno o más puntos singulares en los que esta condición no se cumple. En una proyección conforme las grandes superficies aparecen distorsionadas en la forma, pero los elementos pequeños la mantienen. En estas proyecciones la escala local es isótropa, es decir, el factor de escala de cada punto es el mismo en todas las direcciones. El hecho de que los ángulos se conserven localmente hace que el ángulo con el que se cortan dos líneas sea el mismo que en la realidad, y así, por ejemplo, meridianos y paralelos se cortan en ángulo recto. Una proyección no puede ser simultáneamente conforme y equivalente. Las proyecciones conformes son las más usadas en mapas topográficos. Las proyecciones que no son equivalentes ni conformes se llaman genéricamente aphilácticas, aunque a veces el término se reserva para las que conservan distancias.

- **Escala:** (conservación de distancias) Ninguna proyección mantiene correctamente la escala en todo el mapa, pero es habitual que una o más líneas sean equidistantes o automecoicas, esto es, que tengan una escala constante. Lo usual en las proyecciones empleadas en topografía es que se ajusten los parámetros de tal forma que el error de escala esté limitado y se minimice su valor medio en el área de trabajo. Cuando la escala se mantiene en todos los meridianos la proyección se dice equidistante.

- **Dirección:** En una proyección azimutal o cenital las direcciones o acimutes de todos los puntos son correctas respecto del centro de proyección. Existe una proyección azimutal que es equivalente, otra que es conforme y una tercera que es equidistante.

- **Otras características:** Existen proyecciones que tienen características especiales que son deseables para alguna aplicación:

- ◆ En la proyección Mercator las líneas loxodrómicas (líneas de rumbo fijo) son líneas rectas.
- ◆ En la proyección Gnomónica las líneas ortodrómicas (líneas geodésicas o de mínima distancia) son líneas rectas.
- ◆ En la proyección estereográfica todos los círculos mantienen su forma. (Goizueta)

Las proyecciones cartográficas pueden además, clasificarse por desarrollo según la superficie desarrollable que se usa para proyectar la esfera o el elipsoide y así distinguimos en proyecciones CÓNICAS, CILINDRICAS o PLANAS.

En las proyecciones cónicas la superficie desarrollable que se usa para proyectar es un cono tangente o secante a la esfera o elipsoide y por ello los meridianos se juntan en un punto y los paralelos son curvos. Se origina una deformación asimétrica que afecta, en gran medida, a las zonas polares, pero ofrece aceptable precisión en las zonas del hemisferio donde el cono de proyección es tangente o secante. Se utiliza, preferentemente, para representar aquellos países que se encuentran en las regiones de latitudes medias, por ser menor la deformación resultante.

En las proyecciones cilíndricas la superficie desarrollable que se usa para proyectar es un cilindro y por ello los paralelos y los meridianos son rectos. El sector de menos deformación es la línea ecuatorial y en las zonas de latitud elevada presenta grandes deformaciones. La más famosa de estas proyecciones es la de Mercator que revolucionó a la cartografía.

En las proyecciones planas encontramos otra sub clasificación teniendo en cuenta el punto de contacto del plano con la esfera o el elipsoide. Pueden ser polares, si uno de los polos es el centro de proyección, ecuatorial o transversal si un punto del ecuador es el centro de proyección y si este se encuentra en un punto intermedio entre un polo y el ecuador se llaman oblicuas.

Así como la superficie de proyección es un parámetro importante, también lo es la orientación de dicha superficie con respecto al plano formado

por el ecuador. En función de este criterio existen tres orientaciones principales:

- Proyecciones Normales o Directas: Cuando el eje de la superficie de proyección es normal (perpendicular) al plano del ecuador. En el caso de los planos, se toma como eje una recta perpendicular al mismo.
- Proyecciones Transversas o Transversales: En este caso el eje de la superficie de proyección es paralelo al plano del ecuador.
- Proyecciones Oblicuas: Cuando no se cumplen ninguno de los dos criterios anteriores.

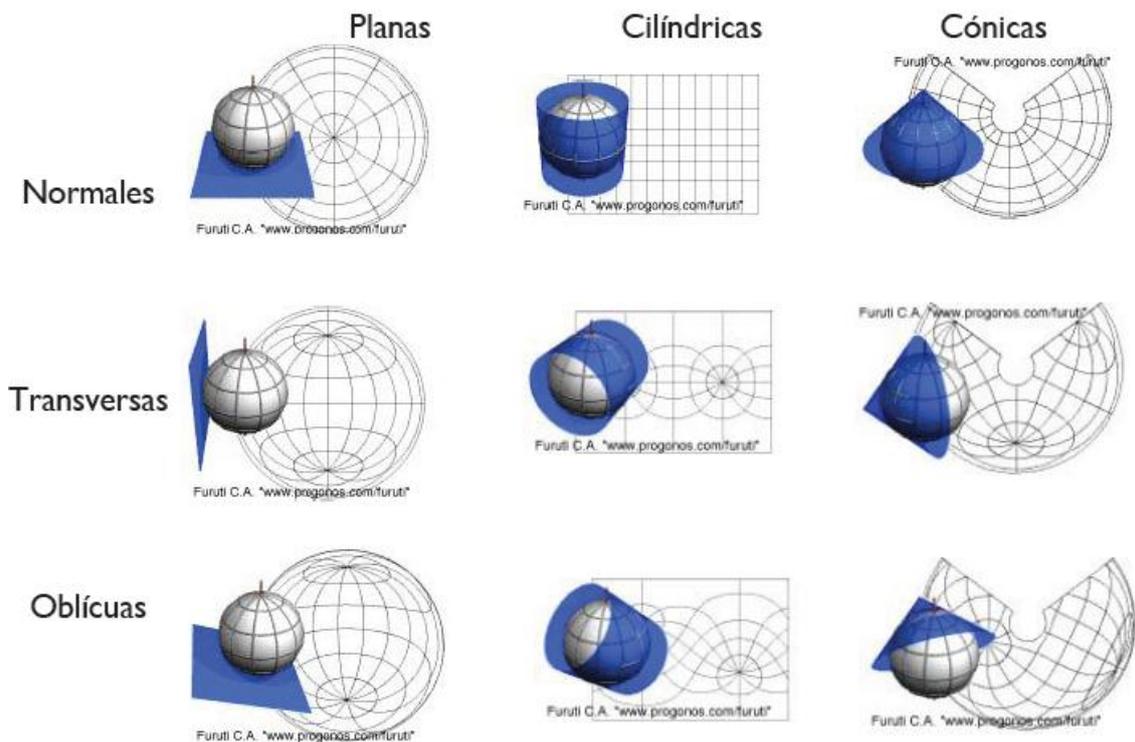


Figura 11. – Desarrollos y Proyecciones Cartográficas.

A menudo las líneas de proyección que se utilizan para construir las proyecciones parten de un punto común, generando otra manera de clasificar las proyecciones:

- **Proyecciones Gnomónicas:** El punto de origen de la proyección es el centro de la Tierra.
- **Proyecciones Estereográficas:** En estos casos, el origen está colocado en un punto de la superficie terrestre diametralmente opuesto al punto de tangencia del plano de proyección.
- **Proyecciones Escenográficas:** El punto de origen está situado fuera de la Tierra, a una distancia finita.
- **Proyecciones Ortográficas:** Son las proyecciones en donde el origen está situado fuera de la Tierra a una distancia infinita, por lo que las líneas de proyección son paralelas entre sí. (Pérez Navarro)



Figura 12. – Proyecciones Cartográficas según el punto de proyección.

PROYECCIONES MÁS UTILIZADAS

- **MERCATOR**

La proyección de Mercator es un tipo de proyección cartográfica cilíndrica, ideada por Gerardus Mercator en 1569, para elaborar planos terrestres. Es muy utilizada en planos de navegación por la facilidad de trazar rutas de rumbo constante o loxodrómicas. Usa un cilindro tangente a la esfera terrestre, colocado de tal manera que el paralelo de contacto es el Ecuador. La malla de meridianos y paralelos se dibuja proyectándolos sobre el cilindro suponiendo un foco de luz que se encuentra en el centro del globo. Esta proyección presenta una buena aproximación en su zona del Ecuador en un rango de 15°, pero las regiones polares presentan grandes deformaciones dando la falsa impresión de que Groenlandia y la antigua Unión Soviética son más grandes que África y Sudamérica. Los mapas con esta proyección se utilizaron en la época colonial con gran éxito. Europa era la potencia dominante de la época, y para los que viajaban hacia el nuevo mundo por las zonas ecuatoriales, no tenía gran importancia la deformación que poseían.

- **GAUSS-KRÜGER (TRANSVERSA MERCATOR)**

La proyección de Gauss-Krüger es cilíndrica y conforme del tipo transversal. Es una variante de la proyección de Mercator en la que el cilindro es tangente a la esfera terrestre a lo largo de un meridiano. El meridiano central

se divide en partes de magnitud verdadera (el factor de escala es igual a 1). Esta proyección se usa principalmente para mapas de sectores pequeños con las dimensiones principales orientadas de norte a sur. La escala de error aumenta al alejarse del meridiano central. En esta proyección las loxodromias son líneas curvas igual que en el tipo normal de proyección de Mercator. Se denomina también proyección conforme de Gauss.

- UNIVERSAL TRASVERSAL DE MERCATOR (UTM)

El Sistema de Coordenadas Universal Transversal de Mercator UTM, es un sistema de coordenadas basado en la proyección cartográfica transversa de Mercator. A diferencia del sistema de coordenadas geográficas, expresadas en longitud y latitud, las magnitudes en el sistema UTM se expresan en metros. El sistema de coordenadas UTM fue desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos en la década de 1940. El sistema se basó en un modelo elipsoidal de la Tierra. Se usó el elipsoide de Clarke de 1866 para el territorio de los 48 estados contiguos. Para el resto del mundo –incluidos Alaska y Hawái– se usó el Elipsoide Internacional. Actualmente se usa el elipsoide WGS84 como modelo de base para el sistema de coordenadas UTM.

La UTM es una proyección cilíndrica conforme. El factor de escala en la dirección del paralelo y en la dirección del meridiano son iguales ($h = k$). Las líneas loxodrómicas se representan como líneas rectas sobre el mapa. Los meridianos se proyectan sobre el plano con una separación proporcional a la del modelo, así hay equidistancia entre ellos. Sin embargo los paralelos se van separando a medida que nos alejamos del Ecuador, por lo que al llegar al polo las deformaciones serán infinitas. Por eso sólo se representa la región entre los paralelos 84°N y 80°S. Además es una proyección compuesta; la esfera se representa en trozos, no entera. Para ello se divide la Tierra en husos de 6° de longitud cada uno, mediante el artificio de Tyson.

La proyección UTM tiene la ventaja de que ningún punto está demasiado alejado del meridiano central de su zona, por lo que las distorsiones son pequeñas. Pero esto se consigue al coste de la discontinuidad: un punto en el límite de la zona se proyecta en coordenadas distintas propias de cada Huso. Para evitar estas discontinuidades, a veces se extienden las zonas, para que el meridiano tangente sea el mismo. Esto permite mapas continuos casi compatibles con los estándares. Sin embargo, en los límites de esas zonas, las distorsiones son mayores que en las zonas estándar.

Cada huso se numera con un número entre el 1 y el 60, estando el primer huso limitado entre las longitudes 180° y 174° W y centrado en el meridiano 177° W. Cada huso tiene asignado un meridiano central, que es donde se sitúa el origen de coordenadas, junto con el ecuador. Los husos se numeran en orden ascendente hacia el este. En el sistema de coordenadas geográfico las longitudes se representan tradicionalmente con valores que van desde los -180° hasta casi 180° (intervalo $-180^\circ \rightarrow 0^\circ \rightarrow 180^\circ$); el valor de longitud 180° se corresponde con el valor -180°, pues ambos son el mismo

La Tierra se divide en 20 bandas de 8° Grados de Latitud, que se denominan con letras desde la C hasta la X excluyendo las letras "I" y "O", por su parecido con los números uno (1) y cero (0), respectivamente. Puesto que

Sistema	UTM	Gauss-Kruger
Latitud de origen	0°	Normalmente 0°
Factor de escala (k_0)	0,9996	Normalmente 1,0
Ancho de huso	6°	3° a 6°
Falso Este (FE)	500.000 m	500.000 m
Falso Norte (FN)	10.000.000 m (*)	Varios

es un sistema norteamericano (estadounidense), tampoco se utiliza la letra "Ñ". La zona

C coincide con el intervalo de latitudes que va desde 80° Sur (o -80° latitud) hasta 72° S (o -72° latitud). Las bandas polares no están consideradas en este sistema de referencia. Para definir un punto en cualquiera de los polos, se usa el sistema de coordenadas UPS (Universal Polar Stereographic). Si una banda tiene una letra igual o mayor que la N, la banda está en el hemisferio norte, mientras que está en el sur si su letra es menor que la "N".

- LAMBERT

La proyección de Lambert es una proyección cartográfica cónica y conforme que superpone un cono sobre la esfera de la Tierra, con dos paralelos de referencia secantes a la esfera o elipsoide, o bien uno tangente. La deformación es mínima a lo largo de los paralelos de referencia, y se incrementa fuera de ellos, mientras que en el caso de un paralelo tangente, no hay deformación sobre este. Por esta razón esta proyección es usada para representar áreas cuya extensión Este-Oeste es grande en comparación con la Norte-Sur. Esta proyección es "conforme" en el sentido que las líneas de latitud y longitud, que son perpendiculares entre ellas en la superficie terrestre, también lo son en el dominio proyectado. Los parámetros que definen la proyección Lambert Cónica Conforme son un meridiano central, una latitud de referencia, y uno o dos paralelos de referencia. El meridiano central debe pasar por el medio de la región de interés, la latitud de referencia debe pasar por donde considere que deba ubicarse el origen del sistema de coordenadas (generalmente en el centro o debajo de la extensión de elementos geográficos). Como regla general, los paralelos de referencia deben ubicarse a 1/6 de la parte superior y a 1/6 de la parte inferior de la extensión geográfica de elementos del mapa.

Como ya se dijo ninguna proyección ésta libre de deformaciones y mucho menos en un área grande como la de un continente, pero las proyecciones cartográficas más usadas para mapas topográficos —Lambert Cónica Conforme (LCC), Transversa Mercator (TM), ambas conformes— pueden ser ajustadas para limitar el error en deformaciones y variación de escala dentro de un área, como puede ser la de un país, eligiendo adecuadamente los parámetros de la proyección Sin embargo, por la influencia militar norteamericana, la proyección más usada en cartografías nacionales, es la UTM.

En los trabajos de obras lineales es útil usar esta proyección como un solo paralelo de referencia de latitud φ_0 o lo que es lo mismo, de colatitud δ_0 .

En este paralelo las deformaciones son nulas si involucramos parámetros convenientes en la Ley de Proyección.

$$m = R \operatorname{tg} \delta_0 \left(\frac{\operatorname{tg} \frac{\delta}{2}}{\operatorname{tg} \frac{\delta_0}{2}} \right)^{\cos \delta_0} \quad \Delta \lambda' = \cos \delta_0 \Delta \lambda$$

Los coeficientes de deformación lineales en paralelos y meridianos se hallan por las siguientes relaciones:

$$\alpha = \beta = \frac{\operatorname{sen} \delta_0}{\operatorname{sen} \delta} \left(\frac{\operatorname{tg} \frac{\delta}{2}}{\operatorname{tg} \frac{\delta_0}{2}} \right)^{\cos \delta_0}$$

Para El paralelo de referencia se verifica $\delta = \delta_0$ por lo que $\alpha = \beta = 1$.

El coeficiente de deformación superficial se expresa con la siguiente relación

$$\mu = \alpha \cdot \beta = \frac{\operatorname{sen}^2 \delta_0}{\operatorname{sen}^2 \delta} \left(\frac{\operatorname{tg} \frac{\delta}{2}}{\operatorname{tg} \frac{\delta_0}{2}} \right)^{2 \cos \delta_0}$$

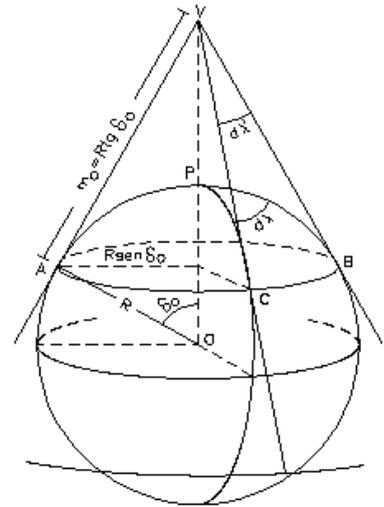


Figura 13.- Cónica de Lambert.

DEFORMACIONES PARA TRANSVERSA MERCATOR¹

Con el fin de calcular los elementos de la geodésica proyectada es que pasamos a detallar los parámetros que influyen en las deformaciones de la geodésica en esta proyección. Estos parámetros son la convergencia plana de los meridianos, la deflexión angular, la deformación lineal y el factor de escala por efecto de la altura.

¹ (Extraído de apuntes de cartografía de Ricardo Martínez)

- CONVERGENCIA PLANA DE LOS MERIDIANOS

“Se llama convergencia plana de los meridianos al ángulo γ que forma la paralela al meridiano de contacto con la tangente a la transformada del meridiano en el punto considerado. Naturalmente también es el ángulo entre la tangente a la transformada del paralelo que pasa por el punto, y la perpendicular al meridiano de contacto” (Martínez, R., 2010).

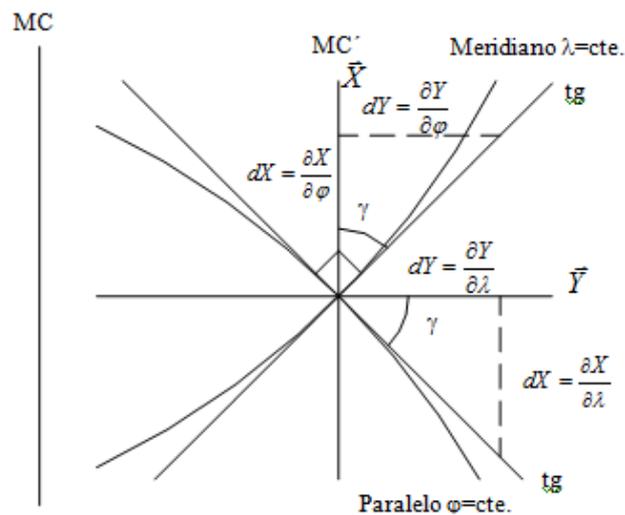


Figura 14.- Convergencia de los meridianos

Se considera la ley de la proyección Transversa Mercator:

$$\begin{aligned} X &= s + t_2 \lambda^2 + t_4 \lambda^4 + t_6 \lambda^6 + \dots \\ Y &= t_1 \lambda + t_3 \lambda^3 + t_5 \lambda^5 + \dots \end{aligned}$$

$$t = \operatorname{tg} \varphi$$

$$n = \sqrt{\frac{e^2}{1 - e^2}} \cdot \cos \varphi$$

$$1 + n^2 = \frac{N}{\rho}$$

$$t_1 = N \cdot \cos \varphi$$

$$t_2 = \frac{1}{2!} N \cdot \operatorname{sen} \varphi \cdot \cos \varphi$$

$$t_3 = \frac{1}{3!} N \cdot \cos^3 \varphi (1 - t^2 + n^2)$$

$$t_4 = \frac{1}{4!} N \cdot \operatorname{sen} \varphi \cdot \cos^3 \varphi (5 - t^2 + 9n^2 + 4n^4)$$

Donde λ es la variación de longitudes entre el punto considerado y el meridiano de contacto.

Así llegamos a la expresión para la convergencia de los meridianos.

$$\gamma = \lambda \operatorname{sen} \varphi + \frac{\lambda^3}{3} \operatorname{sen} \varphi \cdot \cos^2 \varphi (1 + 3n^2 + 2n^4) \text{ con } \lambda \text{ en radianes}$$

- COEFICIENTE DE DEFORMACIÓN LINEAL K

El coeficiente de deformación lineal “k” se define como la relación entre la longitud de la representación de un elemento de geodésica en el plano de proyección, sobre la longitud de dicho elemento de geodésica en el elipsoide. Esta definición es válida naturalmente cuando los elementos de geodésica son arcos de paralelo o de meridiano.

$$k = 1 + \frac{1}{2\rho_M N_M} \left(Y_M^2 + \frac{\Delta Y^2}{12} \right)$$

ρ_M es el es el radio de curvatura en el meridiano.

$$\rho_M = \frac{a(1 - e^2)}{(1 - e^2 \operatorname{sen}^2 \varphi_M)^{\frac{3}{2}}}$$

N_M es el radio medio de curvatura en el vertical primario.

$$N_M = \frac{a}{(1 - e^2 \operatorname{sen}^2 \varphi_M)^{\frac{1}{2}}}$$

Y_M es la ordenada media de las ordenadas extremo del segmento.

Δ_M es la diferencia de ordenadas entre los extremos del segmento.

Como se ve, $k \geq 1$ y por lo tanto podemos decir que es un módulo de ampliación.

- DEFLEXION ANGULAR

La deflexión angular ψ es el ángulo entre la tangente a la transformada de la geodésica y la cuerda entre dos puntos del elipsoide. Este valor depende

de la curvatura de la geodésica, cuya representación en la proyección es siempre convexa hacia el meridiano de contacto.

Las expresiones para calcular la deflexión angular entre dos puntos son:

$$\psi_{12} = \frac{\Delta X \left(Y_M - \frac{\Delta Y}{6} \right)}{2\rho_M N_M}$$

$$\psi_{21} = -\frac{\Delta X \left(Y_M + \frac{\Delta Y}{6} \right)}{2\rho_M N_M}$$

Así es que dada una geodésica 1-2 en el elipsoide, es posible utilizar el plano de Gauss para calcular esa geodésica proyectada, tanto en acimut como en distancia.

$$\alpha = a \pm \gamma \pm \psi$$

Los signos dependen de la posición de la geodésica respecto de los ejes cartesianos. En la figura 2.14 se muestra el caso al sur del paralelo de referencia.

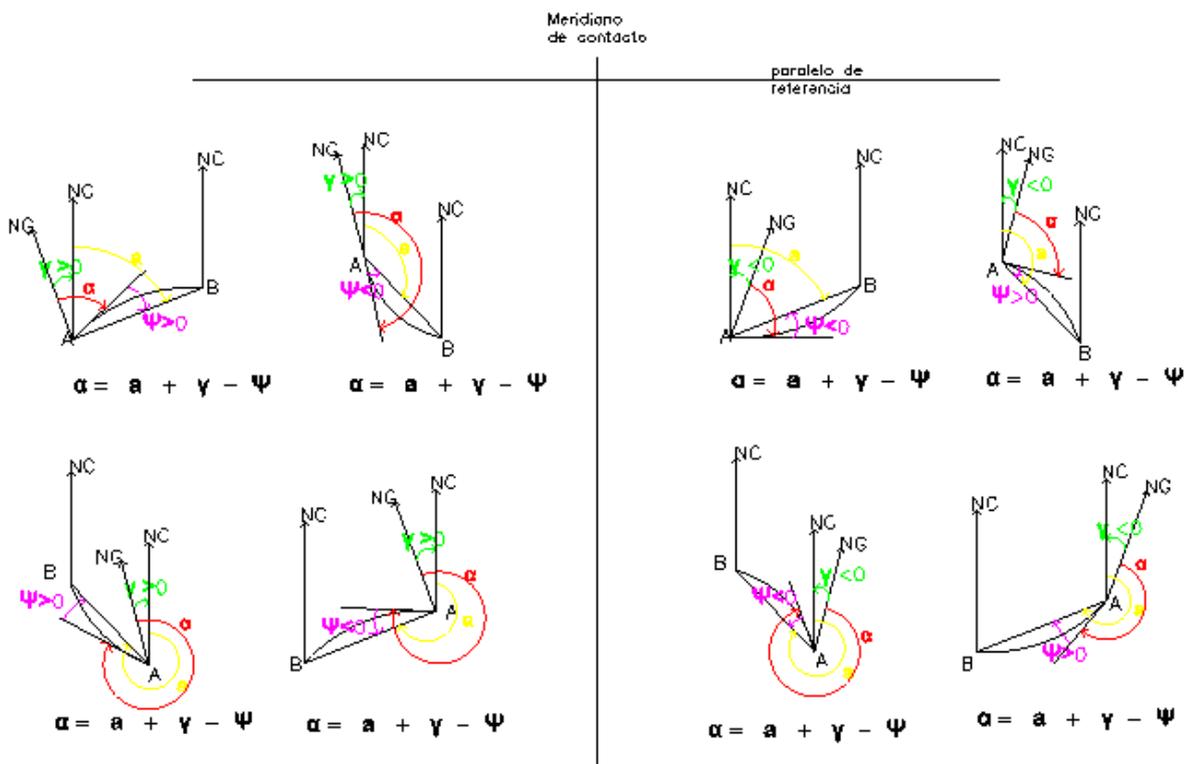


Figura 15.- Acimut geodésico

- FACTOR DE ESCALA POR EFECTO DE LA ALTURA K_H

$$K_H = \frac{R+H}{R}$$

Es la corrección debido a la altura del plano de proyección.

Donde el $R=6.378\text{km}$ (como si se considerara a la tierra como una esfera con el radio igual al radio medio del elipsoide WGS84) y H es la altura referida al nivel medio del mar.

Si se considera la altura máxima registrable en el Uruguay como la altura del cerro Catedral igual a 514m sobre el nivel medio del mar se calcula un factor de escala $K_H = 1.00008$ es decir que en 1 km debemos ajustar 8cm .

RELACION ENTRE GEODESIA, TOPOGRAFÍA Y CARTOGRAFIA

No se debe perder de vista que la topografía va a centrar su estudio en superficies de extensión limitada, de manera que sea posible prescindir de la esfericidad terrestre sin cometer errores apreciables. Para trabajar con grandes superficies será necesario recurrir a la geodesia y a la cartografía. Se podría decir que la topografía es la técnica aplicada a la representación geométrica de una zona determinada del territorio y sus detalles, mientras que la geodesia es la ciencia que estudia básicamente la figura de la Tierra.

En cuanto a las magnitudes consideradas en cada una de ellas y por consiguiente en los métodos empleados, la topografía opera sobre porciones pequeñas de terreno, no teniendo en cuenta la verdadera forma de La Tierra, sino considerando la superficie terrestre como un plano. El error cometido con esta hipótesis es despreciable, cuando se trata de extensiones que no sean excesivamente grandes, si se considera un arco en la superficie terrestre de 18 km de longitud es tan sólo $1,5\text{ cm}$ más largo que la cuerda subtendida, y que sólo se comete un error de $1''$ de exceso esférico en un triángulo que tenga un área de 190 km^2 . Cuando se trata de medir grandes extensiones de tierra, como por ejemplo, para confeccionar la carta de un país, de un estado o de una ciudad grande, no se puede aceptar la aproximación que da la topografía, teniéndose entonces que considerar la verdadera forma de La Tierra y por consiguiente su superficie ya no se considera un plano sino se toma como parte de la superficie de un elipsoide y tendremos que acudir a la geodesia. (Luís Jáuregui)

En la figura publicada por el ingeniero agrimensor Armando del Bianco en el 2006, se muestra claramente la diferencia entre las distintas distancias consideradas en topografía, geodesia y cartografía.

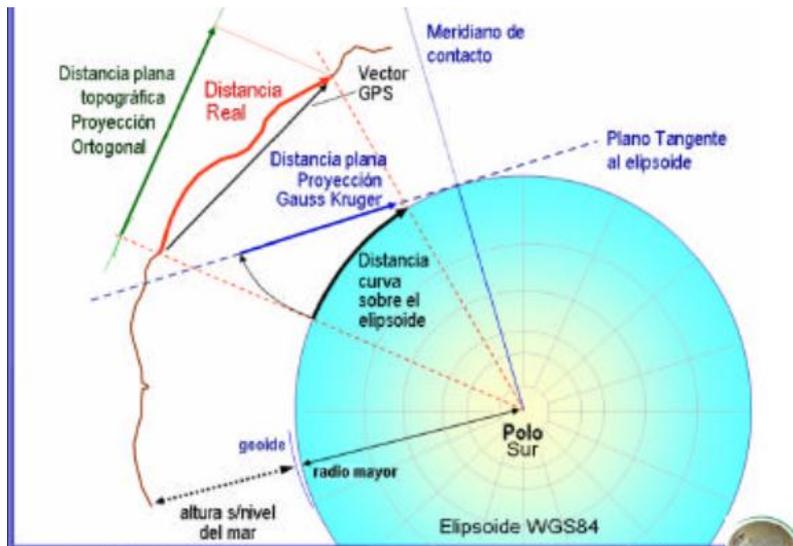


Figura 16.- Relación entre distancias topográficas, geodésicas y cartográficas (del Bianco , 2006)

TECNOLOGIAS CLASICAS

ESTACION TOTAL

DEFINICION

La Estación Total es un instrumento electro-óptico topográfico, capaz de medir ángulos y distancias. Es un goniómetro (instrumento que sirve para medir ángulos) de ángulo variable, como el Teodolito, al que se le incorporó un distanciómetro (instrumento para medir distancias), un microprocesador y memoria interna. Se puede medir con él, ángulos horizontales y verticales.

El principio de su funcionamiento es igual que el del teodolito y consiste en la concepción de tres ejes teóricos ortogonales entre si (ver figura): eje principal (o vertical), eje secundario (u horizontal) y eje de colimación. El eje principal debe pasar por el punto de estación, que se corresponde con el vértice del ángulo que se quiere medir definiendo un diedro en el espacio. Se construye con la plomada, que materializa la vertical (línea perpendicular al geode) del punto donde se estaciona el instrumento. Se incorpora un limbo o círculo graduado que tiene como centro este eje, para medir los ángulos horizontales. El eje secundario es horizontal y perpendicular al principal y se le hace coincidir en el centro un limbo o círculo graduado, para medir ángulos verticales o cenitales. Es a su vez, coincidente con el eje de giro del telescopio. El eje de colimación se define con el centro del lente ocular y el centro del retículo.

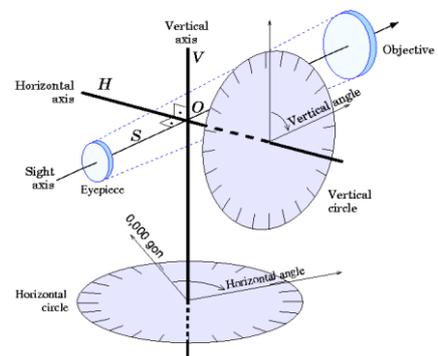


Figura 17.- Principio de funcionamiento del teodolito.

La medición de distancias se realiza mediante la incorporación de un distanciómetro electrónico. Esta forma de medir distancias se conoce como EDM por las siglas en ingles de

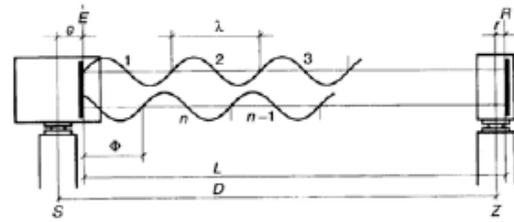


Figura 18.- E.D.M.

medición electrónica de distancias

(electronic distance measurement) basada en la emisión y reflexión de ondas electromagnéticas y el cálculo de la diferencia de fase entre la onda emitida y la reflejada.

A partir de la medida de ángulos y distancias (coordenadas polares), se calculan coordenadas cartesianas (x, y, z) en un sistema arbitrario definido por el eje principal como origen de coordenadas y orientado según una dirección elegida. Las coordenadas son la base para la representación de puntos de la realidad.

En topografía se toman diferentes puntos utilizando estación total, por ejemplo, y a la hora de procesar los datos, lo que se realiza es una Proyección Cartográfica Plana en la que nos consideramos planos perpendiculares al eje principal del equipo de medición. Lo que se hace es proyectar de forma

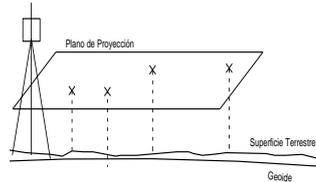


Figura 19.- Proyección en Topografía.

ortogonal, los puntos de la superficie terrestre, sobre ese plano de referencia.

En estas proyecciones, se mantienen las distancias, mientras que las cotas pasan a ser un atributo, debido a las diferencias presentes entre las superficies relevadas y los planos de proyección considerados. (Curso de Sistema de Referencia, FING 2008).

Esta proyección se interpreta por una proyección plana ortográfica acimutal en cada punto de estación ya que el foco de esta proyección cartográfica se halla en el infinito y por ello las líneas de proyección son paralelas y perpendiculares al plano de proyección que es tangente a la esfera de referencia.

TECNOLOGIAS MODERNAS

GNSS

La evolución tecnológica ha puesto a disposición de los profesionales y técnicos el Sistema Global de Navegación por Satélite (GNSS), que es sólo una herramienta más y por ello su uso no exime a los profesionales que trabajan en el área, de la obligación de manejar los conceptos generales y cumplir con las normas y principios de la geodesia y la topografía. Un GNSS es una constelación de satélites que transmite rangos de señales utilizados para el posicionamiento y localización en cualquier parte del globo terrestre, ya

sea por tierra, mar o aire. El GPS estadounidense, el GLONASS ruso (básicamente militares) o el Galileo europeo (de carácter civil y geopolítico) son ejemplos de Sistemas Globales de Navegación por Satélite. (Manual de Carreteras de Chile, Dirección de Vialidad 2001)

El Sistema de Posicionamiento Global (GPS), operativo desde 1995, es un sistema de localización, diseñado por el Departamento de Defensa de los Estados Unidos con fines militares para proporcionar estimaciones precisas de posición, velocidad y tiempo de cualquier objeto en la superficie terrestre. Utiliza una constelación de satélites que orbita la Tierra dos veces al día, transmitiendo información precisa de tiempo y posición a cualquier lugar de la Tierra, las 24 horas del día. La constelación GPS, está formada por 24 satélites que giran alrededor de la Tierra en seis planos fijos, que están inclinados 60° respecto del Ecuador y, a una altura de alrededor de 20.200 Km, dando dos revoluciones completas cada día. . La constelación de satélites es operada y verificada por el Departamento de Defensa (DoD) de los Estados Unidos, desde una estación central en Colorado, EEUU. La estación está equipada con sistemas para monitoreo de satélites, telemetría, envío y recepción de datos, etc. Además de la estación de Colorado, otras estaciones y antenas están instaladas alrededor del mundo, para hacer el seguimiento de los satélites y enviar la información a la estación central.

Con esta red de estaciones, se mantiene y actualiza la posición exacta de los satélites y la precisión de los datos, ajustándose las pequeñas discrepancias que puedan observarse cada vez que es necesario. Si un satélite no envía datos correctos, es inmediatamente marcado como “no saludable” por la red de estaciones, de modo que los receptores GPS no lo consideren para los efectos del cálculo. También los satélites son ocasionalmente apagados para efectos de mantenimiento o de cambio de órbita. Los satélites emiten señales provenientes de relojes atómicos altamente estables. El tiempo utilizado por el sistema GPS es un tiempo universal coordinado denominado UTC que define el Observatorio Naval de los Estados Unidos mediante relojes atómicos de hidrógeno. La unidad del tiempo GPS es el segundo atómico internacional y tiene su origen coincidente con el UTC a las cero horas del 6 de enero de 1980. (Espinoza Caniullan, Chile 2003).

En el ámbito civil y alegando razones de seguridad sólo se permite el uso de un subconjunto degradado de señales GPS. Sin embargo la comunidad civil ha encontrado alternativas para obtener una excelente precisión en la localización mediante las denominadas técnicas diferenciales. Gracias a ellas las aplicaciones civiles han experimentado un gran crecimiento y actualmente existen más de 70 fabricantes de receptores GPS.

Un sistema de navegación similar llamado GLONASS (Global Navigation Satellites System) se desarrolló en la antigua Unión Soviética. El sistema, también diseñado con fines militares, reservó un subconjunto de señales sin codificar para las aplicaciones civiles. Actualmente la responsabilidad del sistema es de la Federación Rusa. De los 24 satélites, distribuidos en tres planos orbitales inclinados 64.8° a 19100 Km. de altitud y periodo 11 h15 min sólo funcionan 14. A pesar del beneficio que supone la ausencia de perturbación en la señal GLONASS, la incertidumbre sobre su futuro ha limitado su demanda, sin embargo se han comercializado receptores que

combinando las señales GPS y GLONASS, mejoran la precisión de las medidas (Dpto. de Tecnología Electrónica E.T.S. Ingenieros de Telecomunicación. Universidad de Málaga).

El principio del posicionamiento satelitario es simple y se basa en relacionar tres componentes:

- _ Una cantidad conocida, que es la posición del satélite (X_S, Y_S, Z_S).
- _ Una cantidad mensurable, que es la distancia satélite receptor ρ .
- _ Una cantidad desconocida, que es la posición del receptor (X^R, Y^R, Z^R).

$$\rho = ((X_S - X^R)^2 + (Y_S - Y^R)^2 + (Z_S - Z^R)^2)^{1/2}$$

La posición del receptor se logra con la intersección de al menos cuatro esferas cuyo centro es la posición de cada satélite y el radio es ρ . Se necesitan al menos cuatro satélites porque en este sistema de ecuaciones, para el cálculo de la intersección, tenemos cuatro incógnitas. Estas incógnitas son las tres coordenadas de la posición del receptor y el tiempo de propagación de la señal emitida desde el satélite, dado que con este tiempo y la velocidad conocida de la señal podemos calcular la pseudodistancia receptor satélite. Los satélites y los receptores cuentan con relojes que controlan el tiempo de emisión y recepción de la señal respectivamente. Se llama pseudodistancia debido a que los relojes de los satélites y de los receptores no están sincronizados entre ellos, ni con el tiempo patrón GPS o de referencia del sistema.

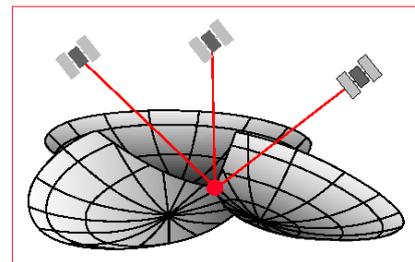


Figura 20.- Principio de funcionamiento GPS.

GEORREFERENCIACION

La georreferenciación es la asignación de algún tipo de coordenadas, ligadas a la Tierra y a los objetos de nuestro interés.

- Objetos naturales tales como ríos, montañas, bosques, etc.
- Objetos artificiales: rutas, gasoductos, líneas de alta tensión, parcelas, etc.

En otras palabras georreferenciar es determinar la posición de un punto, con respecto a un sistema global y único de referencia.

Cuando se dice “único” sistema, significa que se debe utilizar el mismo sistema de referencia en Mendoza, Buenos Aires, Jujuy o Tierra del Fuego. Y debe ser el mismo sistema de referencia en Uruguay, Argentina, Chile o Brasil.

Una obra de Ingeniería Georreferenciada, significa que todos y cada uno de los puntos que definen el proyecto, está expresado en coordenadas que son

únicas, y que se materializa en un único lugar posible sobre la corteza terrestre, y cualquier ingeniero/agrimensor o topógrafo del planeta lo puede replantear en esa única e indiscutible posición.

Lo contrario es un proyecto referido a un sistema de coordenadas local y arbitrario que solo puede ser materializado por quien creó el sistema, y como no tiene un origen ligado al mundo, puede ser ubicado en cualquier lugar de la corteza terrestre (Del Bianco, 2006).

Un problema que frecuentemente se plantea, es que los proyectistas realizan su trabajo sobre la base de un levantamiento topográfico expresado en coordenadas Gauss Krüger, por ejemplo, sin hacer mención alguna sobre el sistema de referencia empleado. Luego la empresa constructora que debe ejecutar la obra o el proyecto ejecutivo, comete errores de hasta 300m si se equivoca en la decisión de trabajar en Datum ROU-USAMS o en WGS 84.

Finalmente, desde el punto de vista de la información geoespacial, base de cualquier proyecto de un Sistema de Información Territorial, la georreferenciación de la Obra Pública permite disponer de información permanentemente actualizada, con los notables beneficios tanto para los usuarios que disponen de una información confiable, como para los productores de cartografía que no deben recurrir a costosos procedimientos de actualización (Del Bianco, 2006).

OBRAS LINEALES

Una obra lineal, es aquella donde se puede definir claramente una dirección principal, ya que esta predomina sobre la dirección transversal. Es el caso de una carretera o autopista, donde la longitud puede ser de unos cuantos kilómetros, mientras el ancho es de tan solo algunos metros.

Se pueden distinguir dos clases de obras lineales: las superficiales y las subterráneas. Las obras lineales superficiales son las que se desarrollan totalmente sobre la superficie terrestre, como son autopistas, vías de tren y líneas de transmisión eléctrica. Las obras subterráneas son las que se desarrollan bajo tierra, como son en la mayoría de los casos, los gasoductos, oleoductos, y tuberías de transporte de fluidos en general, pudiendo existir algún ejemplo de tuberías superficiales.

La obra se puede dividir en tres etapas principales: estudio previo, proyecto y ejecución.

El estudio previo o relevamiento es recoger o reconocer la realidad en todos sus aspectos (jurídico, medio ambiental, topográfico, geológico, climático, etc.). Con el relevamiento topográfico, se representa la coyuntura físico-topográfica del terreno, permitiendo realizar el proyecto sobre estos datos obtenidos en campo.

El proyecto de obra es el conjunto de planos, datos, normas, especificaciones, presupuestos, programas y otras indicaciones conforme a los cuales debe contratarse y ejecutarse la obra. El proyecto se divide a su vez, en anteproyecto y proyecto ejecutivo. El primero es el conjunto de estudios, datos,

documentos gráficos, croquis, planos y maquetas necesarios para tener una idea aproximada del diseño, carácter y funcionamiento del proyecto, así como de la estimación del costo de la obra. El proyecto ejecutivo es el conjunto de memorias, planos, cálculos, especificaciones, presupuestos y programas, que contiene datos precisos y suficientes detalles para que el profesional del ramo esté en posibilidad de interpretar la información gráfica y escrita contenida en el mismo para poder realizar la obra.

En la etapa de ejecución, se lleva a cabo el proyecto. Se replantean los puntos principales que definen la traza del proyecto y en base a esto se realizan las tareas necesarias para el cumplimiento del mismo. Las principales tareas son, limpieza del terreno, desmonte o terraplenado, apertura de zanjas en el caso de tuberías enterradas, construcción o puesta en sitio de piezas, entre otras. Es indispensable realizar controles y verificaciones a medida que avanza la obra, para evitar posibles errores o discrepancias con el proyecto original.

CAPITULO III

ESTADO DEL ARTE

El *estado del arte* o situación actual, es un repaso de las técnicas y metodologías utilizadas actualmente tanto en el Uruguay como en distintos países de la región y el mundo. Se destacan algunas normas, tesis y monografías consultadas y relacionadas con la materia tanto nacional como internacional. Se realizaron consultas y entrevista telefónicas, por correo electrónico, así como visitas a profesionales independientes, empleados de empresas públicas y privadas, docentes y trabajadores especializados en la temática. A su vez, se consultaron páginas de Internet, publicaciones científicas y diversa bibliografía.

A continuación, se presentará una breve descripción de los principales temas y motivos por los cuales se redactaron las normas, escribieron los proyectos o tesis y también se expondrán las principales conclusiones alcanzadas en los diversos textos. Al mismo tiempo, se reflejarán las consultas realizadas.

NORMAS

1) Manual de Carreteras de Chile. Ministerio de Obras Públicas “Procedimientos de Estudios Viales”. Marzo 2008

La presente norma establece políticas, criterios, métodos y procedimientos que deberán ser respetados tanto por proyectista como por constructores o cualquier persona o entidad que emprenda una obra para la Dirección de Vialidad o su supervisión. Como norma pretende sistematizar y unificar criterios sin desconocer otras facultades y necesitando de la constante actualización y vigencia.

Estos Procedimientos abarcan los estudios de carreteras y caminos en el área rural. Así mismo, abarcará las obras viales urbanas siempre que no existan otros criterios establecidos específicamente. Si el actuante en la obra sea cual fuera su instancia debiera usar otro criterio o norma deberá justificar con solvencia su elección.

Si bien se consideran los siguientes aspectos:

- Aspectos Geodésicos y Topográficos,
- Aspectos de Hidrología, Hidráulica y Transporte de Sedimentos,
- Aspectos Geotécnicos,
- Demandas y Características del Tránsito,
- Aspectos Ambientales-Impacto y Mitigación;

En lo que respecta a los Aspectos Geodésicos y Topográficos de estos estudios propone que cuando en un proyecto no estén definidos explícitamente los aspectos topográficos de: referenciación, precisión, exactitud, calidad de trabajo, instrumentos, métodos y calidad de presentación final se entenderán como válidos los criterios de esta norma, previendo cubrir las necesidades de proyectos viales.

Además de la georreferenciación de los proyectos, se destacan criterios y conceptos relativos a sistemas de referencia geodésicos, topocéntricos (locales) y globales, altimetría, sistemas de proyección cartográfica globales y locales y sus transformaciones, conceptos relativos al sistema GPS, exigencias sobre instrumental topográfico y GPS, métodos generales en trabajos de topografía (errores, mediciones, metodologías, etc.), redes de apoyo y control, triangulaciones, trilateraciones, poligonales, y también nivelaciones. Para todo esto, se establecen precisiones y tolerancias. Implanta además, criterios para levantamiento de perfiles longitudinales y transversales del terreno, así como el replanteo de las obras viales y su posterior verificación por muestreo en campo.

Como principal conclusión, se destaca la importancia de la georreferenciación de la obra, constituyendo diversos sistemas de transporte de coordenadas y las respectivas transformaciones entre ellos. Se definen así, “sistemas locales transversales de Mercator (SLTM)”, ligados al sistema UTM, que se densifican mediante “Planos Topográficos Locales (PTL)”. Es indispensable la entrega de una completa memoria de referenciación del proyecto e incluso un plano general que ilustre los SLTM y los PTL que corresponden a cada sector. Con ello siempre será posible mediante las ecuaciones de transformación establecer las “ecuaciones de coordenadas” y de “alturas de proyección” entre proyectos, que habiendo sido desarrollados a partir de distintos SLTM y PTL, lleguen a cruzarse o empalmarse. Así mismo, será posible volver al sistema UTM tradicional.

2) “Especificaciones técnicas para levantamientos topográficos para electrificación rural”. Norma de la Dirección General de Electricidad del Ministerio de Energía y Minas de Perú. Diciembre, 2003.

El alcance de las presentes especificaciones técnicas describen los criterios y la metodología que el Consultor aplicará en la ejecución de levantamientos topográficos que forman parte de los estudios de los proyectos de Electrificación Rural tales como: líneas de transmisión, líneas primarias, subestaciones de potencia, minicentrales hidroeléctricas, planos catastrales, etc.

Especifica el instrumental de medición” Para los trabajos de topografía, donde el Consultor utilizará el equipo de Estación Total (ET) para la medición de toda las distancias, ángulos en general y el relleno respectivo.

Introduce la necesidad de georreferenciar el proyecto, utilizando el sistema Universal Transversal Mercator (UTM) para plasmar la localización geodésica tanto para líneas de transmisión, líneas primarias, redes primarias, de los puntos notables (vértices, derivaciones, salidas, llegadas, etc.). Además, se establecerá una red de puntos para control (PC) ubicados sobre o cerca del eje de la línea de transmisión, que garanticen la precisión del trabajo.

Indica además que las cotas de partida y cierre de la poligonal de trazo deben estar referidas a los BENCH MARK (B.M.) registrados por el INSTITUTO GEOGRAFICO NACIONAL (I.G.N.) con el fin de uniformizar el control de elevaciones a lo largo del trazo de la línea.

3) Manual de especificaciones técnicas generales para construcción de carreteras no pavimentadas de bajo volumen de tránsito (EG-CBT 2008). Volumen I. Lima - Perú, marzo de 2008.

El Manual de Especificaciones Técnicas Generales para Construcción de Carreteras No Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito ($IMD \leq 200$ veh/día) que se presenta responde a la necesidad de promover en el país la uniformidad y consistencia de las especificaciones de partidas que son habituales y de uso repetitivo en proyectos y obras viales en general. Estas especificaciones tienen, también, la función de prevenir y disminuir las probables controversias que se generan en la administración de las obras y contratos y de estimular una adecuada calidad de trabajo.

Las especificaciones técnicas generales deben ser actualizadas periódicamente mediante revisiones, adiciones o complementos a su contenido, para lo que se efectuará la respectiva indicación del año en la que determinada sección o capítulo fue actualizado.

Este manual presenta en forma ordenada las especificaciones técnicas de las diferentes partidas de obra, necesarias para construir carreteras de bajo volumen de tránsito. Antes del inicio de los trabajos, se coordinará con el supervisor sobre la ubicación de los puntos de control geodésico, el sistema de campo a emplear, la monumentación, sus referencias, tipo de marcas en las estacas, colores y el resguardo que se implementará en cada caso. Los trabajos de topografía y de control deberán ser concordantes con las tolerancias que se establezcan a priori.

La georreferenciación se hará estableciendo puntos de control mediante coordenadas UTM con una equidistancia aproximada de 10 km, ubicados a lo largo de la carretera. Los puntos seleccionados estarán en lugares cercanos y accesibles que no sean afectados por las obras o por el tráfico vehicular y peatonal. Los puntos serán monumentados en concreto con una placa de bronce en su parte superior en el que se definirá el punto por la intersección de dos líneas. Estos puntos servirán de base para todo el trabajo topográfico y a ellos estarán referidos los puntos de control y los del replanteo de la vía. Los puntos de control horizontal y vertical que puedan ser afectados por las obras deben ser reubicados en áreas en que no sean disturbadas por las operaciones constructivas. Se deberán establecer las coordenadas y elevaciones para los puntos reubicados antes que los puntos iniciales sean disturbados. El ajuste de los trabajos topográficos será efectuado con relación a dos puntos de control geodésico contiguos, ubicados a no más de 10 km. Los trabajos de replanteo, levantamientos topográficos y todo lo indicado en esta sección serán evaluados y aceptados según lineamientos establecidos en este manual.

4) “Ejecución de levantamiento topográfico” Asociación Brasileira de Normas Técnicas NBR 13133 de mayo de 1994.

Esta norma establece las condiciones exigidas para la ejecución de levantamientos topográficos con los siguientes objetivos:

- Conocimiento general del terreno como relieve, límites, linderos, áreas, localizaciones, posicionamiento y cierre.
- Información sobre los terrenos destinados a estudios preliminares de proyectos, anteproyectos o proyectos básicos así como proyectos ejecutivos.

En las condiciones exigidas para la ejecución de los levantamientos topográficos deben compatibilizar medidas angulares, medidas lineales, medidas de desniveles y las respectivas tolerancias en función de los errores, seleccionando los métodos, procesos e instrumental para la obtención de los resultados que requieran los distintos proyectos asegurando que la propagación de errores no exceda los límites de seguridad indicados.

Para darle rigurosidad al trabajo establece las definiciones necesarias como alineación (línea divisoria de la propiedad privada de la pública), apoyo geodésico (referenciación al Datum origen del país) altimétrico y planimétrico, apoyo topográfico (conjunto de puntos planimétricos, altimétrico o planialtimétrico que da soporte a los levantamientos) tanto altimétrico como planimétrico. Define y diferencia el concepto de plano y croquis y por último establece la forma de la presentación del diseño topográfico.

Define el Sistema geodésico brasileiro (SGB) tomando como imagen geométrica de la tierra al Elipsoide de Referencia Internacional de 1967 que es el mismo que se adoptó para UTM en la Cartografía Brasileira, así es que existe una correspondencia biunívoca entre las coordenadas geodésicas en uno y otro sistema de referencia.

5) Norma nacional para sistemas de proyección para información geoespacial para Guatemala GTM COGUANOR NTG 211001. Comisión guatemalteca de normas, Ministerio de Economía.

En Guatemala, se venía usando la Proyección Universal Transversa de Mercator (UTM) como la proyección estándar en los mapas y sistemas de levantamientos terrestres georreferenciados. Sin embargo, debido a su definición, para tener una cobertura mundial, esta proyección divide a Guatemala en dos Zonas UTM con los consiguientes inconvenientes de traslapes y falta de continuidad de una zona a otra.

El objeto de la presente norma COGUANOR NTG 211001 es normalizar un sistema de coordenadas planas único para Guatemala que sea la referencia para los trabajos cartográficos, geodésicos, catastrales, así como para los Sistemas de Información Geográfica.

Esta norma fija los parámetros del sistema de referencia de coordenadas planas oficial: Guatemala Transversa de Mercator – GTM –, con base a los requerimientos de la norma internacional ISO19111:2007(E). Adicionalmente, describe la información y procedimientos requeridos para cambiar valores de coordenadas referidos en el sistema NAD27 al sistema WGS84.

6) Modelos de estándares de prácticas de la Sociedad Nacional de Profesionales de la Agrimensura de Estados Unidos de Norteamérica. Febrero, 2003

La responsabilidad principal para el desarrollo y adopción de normas corresponde a las asociaciones de cada estado, colegios profesionales de registro, las agencias estatales de la topografía y las agencias federales. Estas normas modelo de la práctica se utilizan como guía para aquellos que tienen la autoridad para desarrollar y adoptar normas. Estas normas recomendadas están destinadas a fomentar la uniformidad en la práctica profesional de la agrimensura.

Los estándares no están destinados a ser utilizados en lugar de su juicio profesional. Se debe entender que habrá circunstancias y condiciones que hacen imposible el cumplimiento de algunas disposiciones de una norma. Si el inspector profesional se aparta de la norma o directriz, esta desviación debe ser observada, descrito y justificado.

Algunos ejemplos de normas estatales son:

- **“Requirements and Procedures for Design Surveys and Land Surveys” Surveys Division, Arkansas state highway and transportation department, Arkansas.**

La presente norma describe metodologías de trabajo como nivelaciones (por 3 hilos, ligadas a la red geodesia nacional, etc), relevamientos por GPS y sus diferentes métodos (estático y cinemático), por estación total, detallando precisiones, tolerancias y controles. Detalla además aspectos tales como numeración de puntos y nomenclatura de archivos electrónicos y el procedimiento y procesamiento de datos utilizando distintos software en particular uno creado por la propia institución.

- **“Caltrans Surveys Manual” Office of Land Surveys, Division of Right of Way and Land Surveys, California Department of Transportation, California.**

Este manual describe un amplio espectro de temas. Entre ellos se destacan, códigos de seguridad en prácticas de relevamientos, equipamiento a utilizar, Datum, clasificación y estándares de precisiones, especificaciones para métodos de relevamientos con sistemas de posicionamiento global (GPS), con sistemas de relevamiento con estación total (TSSS) y con nivelaciones diferenciales. Se exponen métodos de relevamiento para control, para servidumbres, para construcciones, entre otros.

7) “Survey Standards and Specifications”, Central Federal Lands Highway Division, Federal Highway Administration, USA

Esta es una norma nacional de EEUU cuyo propósito es proporcionar las normas y especificaciones para la topografía, cartografía y Right of way (DDV)

que la Central Federal Lands Highway Division (CFLHD) y sus asesores están obligados a cumplir. Entre ellas, se destaca la sección de *especificaciones para mapeo topográfico y planimétrico del terreno* (“Mapping ground topography and planimetric specifications”) que incluye aspectos sobre que elementos del terreno se deben medir como por ejemplo, líneas de quiebre, características naturales y artificiales como bordes de pavimento, cercos y alambrados, árboles y arbustos, fondos de cañadas, etc. Establece también precisiones y tolerancias del orden de 0.06 m para el 90% de los puntos relevados tanto en planimetría como altimetría. Además, muestra la necesidad de tener un criterio bien definido para la nomenclatura de puntos y sus respectivos códigos, como BP para un punto que represente el borde de pavimento entre otros.

8) “Manual of standard practice”, Alberta Land Surveyors’ Association (ALSA), Alberta, Canada.

El propósito del Manual de Prácticas estándar de la ALSA es ayudar al agrimensor de Alberta al ejercicio de la profesión de la agrimensura, con integridad y competencia, y asegurar que los relevamientos y planos resulten en definiciones claras e inequívocas de los límites de la tierra.

En particular, esta norma refiere a aspectos de agrimensura legal, como son la determinación de límites de propiedad, servidumbres de carreteras (right-of-way), tierras de dominio público, entre otros. Se describen someramente procedimientos y métodos a utilizar.

9) “Inter-Governmental Committee on surveying and mapping standards and practices for control surveys”, de Australia y Nueva Zelanda Sept 2007

Esta norma describe lineamientos y procedimientos para determinaciones de límites catastrales. Detalla sistemas de referencias y Datum horizontales y verticales, equipamiento y metodología a utilizar según el instrumental, así como tolerancias y precisiones.

Según consultas realizadas que se expondrán más adelante, se destaca que en Australia del Sur los relevamientos con destino a obra lineal, lo especifican las empresas proyectistas, no existiendo lineamientos o normas oficiales.

10) Pliego de Condiciones Técnicas para trabajos de UTE. Línea de 500kv que va de San Carlos (Maldonado) hasta Melo, llegando a la convertidora de frecuencia, y luego continúa hasta la frontera con Brasil.

Establece que se comience con un Anteproyecto de trazado con preparación de mosaicos a partir de imágenes satelitales suministradas por Google Earth.

Se confeccionará la poligonal que forma el trazado del eje de la línea, con determinación de los ángulos de la poligonal en cada vértice. Se deberá

levantar un perfil longitudinal del terreno a lo largo del eje del trazado de la línea según especificaciones aquí descritas. En estos casos, cuando sea imposible efectuar medidas directas, el contratista deberá instrumentar un método que asegure una precisión de un centímetro en su determinación.

La lámina permitirá representar tramos de perfil de 3km a una escala de 1:400 en vertical y 1:4000 en horizontal. El diseño final de la lámina deberá ser aprobado por UTE.

Entre la planimetría y el perfil debe haber una perfecta correspondencia, de modo que se pueda pasar de la ubicación en el perfil de un punto a su ubicación planimétrica por simple trazado de una vertical. Se deberán entregar las coordenadas de los vértices de la línea en el Sistema de Referencia Local ROU-USAMS (Proyección Gauss-Kruger, Datum Yacaré). La altimetría estará referida al Cero Oficial. Adjuntar las monografías de los puntos que sirvieran de referencia altimétrica.

Para el relevamiento planimétrico se admite un error de posición para cada punto de 5cm. Para el relevamiento altimétrico se admitirán las siguientes tolerancias en milímetros, dadas por las expresiones:

$d = 25 (k)^{1/2}$ para puntos materializados con estacas o mojones.

$d = 100 (k)^{1/2}$ para puntos sobre el terreno.

k= la distancia entre puntos considerados, expresada en kilómetros.

UTE se reserva el derecho de ejercer verificaciones y controles del trabajo de campo y gabinete cuando lo estime necesario o conveniente.

PROYECTOS

- 1. "Propuesta de Normas y Especificaciones Técnicas para mediciones Topográficas y Geodésicas en las Obras Públicas " Ing. Agrim. Armando Del Bianco, Argentina, 2006.**

En la Agrimensura en general y en las Mediciones para obras de Ingeniería en particular, en la última década se han producido grandes avances tecnológicos que han impactado profundamente en el estudio y la construcción de las obras de Ingeniería. Las mejoras sustanciales en las herramientas de medición y cálculo, obligan el conocimiento y la aplicación de metodologías adecuadas, de modo tal que precisa ser reglamentada mediante procedimientos. Las distintas metodologías definen distintas distancias entre dos puntos sobre la superficie de la tierra y es de vital importancia saber cual estamos midiendo. Se deben fijar las precisiones del trabajo que se realice para aplicar la propagación de errores pertinente.

La ponencia propone:

La necesidad de disponer de una Norma de alcance nacional, que fije los procedimientos para las mediciones en la Obra Pública.

- La Norma establecería la obligatoriedad de georreferenciar todo proyecto de Obra Pública en un Sistema único y mundial de Referencia.
- La Norma debería exigir la obligatoriedad a las empresas consultoras, de planificar, materializar y medir un Sistema de Apoyo en la etapa previa del relevamiento, que perdure en el tiempo hasta la construcción de la obra, expresado en el Sistema Geocéntrico WGS84 y vinculado al Marco Oficial. El proyectista deberá plasmar en el pliego las tolerancias constructivas que se pretenden lograr. El profesional de la agrimensura que fije las precisiones de la Red, deberá hacerlo a partir de una acotación de errores deducida de las tolerancias, y que formará parte de la redacción de los procedimientos. Los vértices de la Red de Apoyo, deberán ser monumentados con mojonos de hormigón identificados y se deberá ejecutar un croquis de ubicación de los mismos que se adjuntará en los pliegos.
- La Norma exigirá a la Empresa Consultora que realice el Proyecto Ejecutivo debe redactar los Procedimientos para la ejecución del Sistema de Apoyo y la Captura de Datos. De igual modo, la empresa Constructora que ejecute la Obra, deberá redactar los Procedimientos del Replanteo, especialmente en las obras civiles que contemple los replanteos de insertos y de montajes metal-mecánico. Los Procedimientos deberán ser presentados para su aprobación ante la Inspección o Supervisión de Obras, esté ésta representada por el Estado o una Consultora independiente.
- Finalmente, introducimos una imposición más a este reglamento, la obligatoriedad de la empresa Consultora de presentar Certificados de Calibración del instrumental de medición, para la ejecución del Sistema de Apoyo y el Levantamiento Topográfico. De igual modo, la empresa Constructora que ejecute la Obra, deberá presentar Certificado de calibración del equipamiento instrumental, previo al inicio del replanteo. Los Certificados deberán ser presentados ante la Inspección o Supervisión de Obras, esté ésta representada por el Estado o una Consultora independiente

2. “Georreferenciación de un proyecto vial bajo la normativa del Manual de Carreteras Volumen 2”, Espinoza Caniullan, Universidad de Santiago de Chile, 2003.

Los proyectos viales en Chile, por muchos años, se ligaron a puntos IGM de la Red de Triangulación de Primer Orden. Hoy en día debido a la tecnología que se ocupa y a la implantación próxima, de un Sistema Global de Referencia, estos quedarán en desuso. Es así como el MOP, en su nueva edición del Manual de Carreteras Vol. 2, establece normativas para el uso de GPS y el sistema de proyección a utilizar en los proyectos y estudios viales en adelante. Consecuentemente con el objetivo de unificar en un sistema de referencia geodésico y cartográfico para Chile, se establece que los trabajos para proyectos viales deben ser ligados a la Red GPS IGM y proyectado en un sistema de proyección local.

Es así, que en la siguiente memoria se desarrollará la Georreferenciación de un Sistema de Transporte de Coordenadas (STC) de un proyecto vial, de Orden Secundario, proyectado en un sistema local a definir (LTM-PTL).

Las principales conclusiones extraídas de este trabajo son que:

- El Sistema de Proyección adoptado (LTM-PTL), cumple con las tolerancias exigidas, verificándose con determinaciones en terreno.
- Es indiscutible que la proyección en el PTL facilita notablemente los procedimientos de cálculo, ya que los datos son tratados como topográficos, pero vinculados a una proyección cartográfica (LTM-PTL).
- El empleo de PTL, no es de uso exclusivo en la vialidad. En el estudio realizado también se consideró el transporte de coordenadas, para los proyectos de canales y colectores. También puede ser aplicado a cualquier tipo de trabajo que considere cartografía a escala grande (2.000, 1.000 ó 500).

3. “Aplicación de sistema GPS a una red de control vial, caso ruta 60-CH Los Andes-Villa alemana”, Flores, López, Universidad de Santiago de Chile, 2004.

Se transcribe la introducción del proyecto:

“En el desarrollo de un proyecto de diseño y ejecución de obras viales, resulta necesario disponer de una acabada representación espacial del área geográfica de interés, esto es, realizar un estudio que entregue una buena referencia topográfica que permita desarrollar de manera segura, eficiente y confiable las actividades que involucre un proyecto de caminos, como es el caso de la Ruta Internacional 60-CH. Como estudio previo a la ejecución del proyecto, se plantea la necesidad de recopilar información topográfica implicando desarrollar una poligonal que involucre de la mejor manera posible el área de interés, y de un apoyo terrestre que permitirá contar con información actualizada y precisa del entorno al cual está referido determinado proyecto, obteniendo una restitución aerofotogramétrica escala 1:1.000. El presente informe define en sus diversas secciones, los conceptos básicos sobre los cuales se ha estructurado el proyecto. Establece la metodología de trabajo, parámetros, términos, etc. y sintetiza el contenido y alcance de dicho estudio”.

4. “Principales aspectos en el trazado y construcción del gasoducto lateral Coronel-Arauco”, Ruiz Tapia, Universidad de Santiago de Chile, 2005.

El objetivo general de este proyecto es establecer un Programa para la Construcción de un Gasoducto y que se den a conocer todas las etapas constructivas, en cuales un ingeniero Geomensor influye directamente, además explicar cada una de ellas de forma clara y didáctica ya que no existen textos que se involucren en el total de un proyecto de estas características entregando al lector una importante herramienta de apoyo para este tipo de trabajo.

5. “Convergencia de tecnologías topográficas”, Benavides, Birriel, Boix, Universidad de la Republica, Uruguay, junio de 2008.

Este trabajo tuvo como principal objetivo el estudio teórico-práctico de las diferencias y convergencias de dos tecnologías, Estación Total y GPS, que en la actualidad son de uso común para los trabajos topográficos. Se estudiaron temas como las diferentes posibilidades que existen a la hora de realizar proyecciones locales de datos GPS, proyecciones UTM (Universal Transversal Mercator), así como de los factores incidentes en ellas, tales como distancias al meridiano central, factores de deformación, entre otros. Otro tema analizado es el comportamiento del GPS en altimetría y los datos de la zona con respecto a la ondulación del geóide.

6. “Estudio y Refinamiento de Modelos Geoidales” Betancur, Villaluenga, Universidad de la Republica, Uruguay, diciembre de 2009.

Tiene como principales objetivos el realizar un estudio acerca de la compatibilidad de diferentes Modelos Geoidales Globales para la determinación de desniveles y cotas a partir de mediciones realizadas con GPS; y un posterior refinamiento de los mismos destinado a mejorar la precisión obtenida primariamente.

7. “Criterios Cartográficos para el registro de planos de mensura rural en Uruguay” López, Striwe, Universidad de la Republica, Uruguay, diciembre de 2011.

Se transcribe el resumen:

“En este trabajo se desarrolla el estudio de los resultados de utilizar diferentes proyecciones cartográficas. Para esto se exhibe algunos problemas a los que todos los profesionales de la agrimensura de cualquier parte del mundo se enfrentan al momento de representar los datos obtenidos en un relevamiento de campo utilizando equipos GNSS.

También se investigó en el mundo cómo los profesionales enfrentan esta problemática, observando que en muchos países ni siquiera se había planteado el problema o pretendido resolverlo. En Uruguay el dilema está en primer plano, ya que han surgido resultados controversiales en algunos trabajos, por lo que resulta imperioso abordar el tema e intentar despertar una inquietud en los profesionales que aún no se han enfrentado a las dificultades que son analizadas en este trabajo”.

8. “Plano Topográfico Local”, Ivan Valeije Idoeta, Faculdade de Engenharia de Agrimensura de Pirassununga, Sao Paulo, Brasil, 2003.

El presente trabajo trata de la presentación de PTL (Plano Topográfico Local), con sus definiciones y características, entre las que permiten la medición o la ubicación en el terreno manteniendo una relación de biunívoca de

las coordenadas con el sistema geodésico. Incluye los modelos matemáticos para su constitución, transformación de coordenadas, tanto de topográficas locales a geodésicas, y viceversa. Trata también la orientación, o la determinación del norte geodésico a partir de coordenadas topográficas locales.

El mismo autor, en el trabajo titulado “Uso del plan topográfico local en obras de ingeniería: caso autopista presidente Dutra”, escrito como tesis de doctorado en la Escuela Politécnica de la Universidad de Sao Paulo, describe la utilización del Plano Topográfico Local en un proyecto real específico.

9. “Aplicação do georeferenciamento (coordenadas UTM) em projetos geotécnicos e geométricos de rodovias”, André Henrique Campos Teixeira, Universidade Federal de Ouro Preto, Brasil, noviembre de 2010.

Este artículo aborda la cuestión de la viabilidad técnica y económicos en proyectos geotécnicos y geométricos de carreteras cuando se aplica el georeferenciamiento mediante coordenadas UTM. Con esto, la facilidad de acceso a los parámetros geométricos y geotécnicos de una carretera se constituye en un recurso muy valioso en las etapas preliminares de proyectos de ingeniería, en la planificación actividades de mantenimiento y conservación. La cartografía geométrica y geotécnica, en este sentido ha sido una de las herramientas más eficaces para evaluar el entorno físico en las últimas décadas. Sin embargo, el desarrollo de un mapa geotécnico y geométrico georeferenciado de una carretera requiere el análisis de una gran cantidad de información que debe ser manipulado y combina con rapidez. Este trabajo tiene como objetivo presentar la importancia de la geo-referenciación, en un caso de estudio de la carretera de 12 km que une las ciudades de los municipios mineros de Bom Jesus do Amparo e Ipoema. Se analizará a partir de esta georeferenciación el control de un posible movimiento de suelos, en particular, las crestas de los taludes de las carreteras, la posición de todo el material geotécnico y geométrico de la carretera y por lo tanto demostrar la importancia de las coordenadas UTM de una carretera. Para esta metodología, se debe capturar, procesar e integrar información de diferentes fuentes tales como relevamientos topográficos, estudios geotécnicos, imágenes, colecta en el campo de coordenadas GPS. Y después de la captura de estos datos, es necesario procesarlos en los programas informáticos para hacer el análisis correspondiente. Con los resultados obtenidos tras el análisis, se demostrará la importancia y la contribución que puede aportar la georeferenciación de los diseños geotécnicos y geométricos de una carretera.

10. “Aplicaciones de GPS a cartografía y proyectos de carreteras” Félix Vallejo Barceló, Técnico de la empresa Estudio Cartográfico Gea, S.A. España, Setiembre 1999.

Luego de analizar las metodologías tradicionales y ver los cálculos compensatorios o de cierre se introduce en las metodologías modernas por el advenimiento del GPS. Aquí se detiene en definir bases líneas para estos trabajos que puedan ser ligadas a las redes geodésicas nacionales.

En su opinión, la solución global pasa por una red densa, que controle el territorio y que reajuste la propia red geodésica de tercer orden. Esta red de cuarto orden debe de estar legitimada por un organismo competente. En Andalucía debía de ser el I.C.A. Así mismo sería necesario considerar los parámetros de cálculo, la red Nacional en que se fundamentaría parece razonable que fuera la de primer orden. En lo tocante a estas reflexiones sobre el tema de redes, se debería considerar los problemas altimétricos. Desde que se comenzó a trabajar con GPS se ha comentado que la determinación de cota ha sido poco precisa. Su experiencia nos ha dicho que esto no es así. La observación de desniveles que genera el GPS es tan precisa como lo pueda ser una observación recíproca y simultánea. Las indeterminaciones son más importantes debido a la inexistencia de un Geoide calculado para Andalucía (como lo tienen otras comunidades, por ejemplo Cataluña), trabajo que se debería acometer de inmediato por parte de los organismos competentes.

Otra utilización de interés nacional es la observación de puntos de apoyo para estudios fotogramétricos y aquí la correcta utilización de GPS se ha generalizado mucho, sobre todo desde la aparición y comercialización de los equipos de doble frecuencia. La observación del punto de apoyo no requiere unos condicionantes de precisión muy importantes, y generalmente esta está por encima de la que requiere el vuelo fotogramétrico sobre el que se trabaja. Claro está no se puede hablar de precisión si antes no tenemos una red de calidad.

La actualización cartográfica es otro de los apartados en los que se está empleando el GPS en su relación con escalas pequeñas, 1/25.000, 1/50.000 o superiores. Se han hecho diversas pruebas, pero fundamentalmente se han orientado los trabajos a introducción de obras lineales sobre cartografía ya existente como ferrocarriles, autovías, autopista.

Por último desde su punto de vista, el control geométrico tanto de cartografía como de obra, es una de las aplicaciones más directas de los sistemas GPS por las siguientes razones:

- Rapidez.
- No ser necesaria visión directa.
- Precisión.

Como conclusiones destaca que es necesario entender que la topografía es astronomía, geodesia y geometría, no es apretar un botón. El GPS no es una panacea. Es un procedimiento complicado que exige preparación. Hay que ser consciente de la realidad geográfica actual. El GPS hoy en día es el procedimiento indispensable para la realización de topografía y cartografía de calidad. Solo hay que controlarlo.

11. “Sistema de calidad para la ejecución y control de obra lineal. Procedimientos específicos para instrumentación topográfica”, Ruiz Lendinez, de la Cruz González, Blázquez Parra, Universidad de Jaén, Universidad de Málaga, España.

Durante la ejecución de un proyecto de obra lineal, se producen procesos de desajuste en la instrumentación topográfica que aumentan la incertidumbre de los resultados en las operaciones de medida. Si bien el empleo de documentos de calidad se ha extendido a todo el conjunto de administraciones públicas y empresas privadas, el espacio que en ellos se dedica al apartado topográfico es bastante reducido. Este trabajo se centra en este aspecto, proponiendo un plan que asegure el mantenimiento de la instrumentación topográfica, así como un conjunto de procedimientos que permitan chequear, de manera rápida y fiable dicha instrumentación

Cualquier obra lineal requiere, para su correcta resolución y ejecución, un plan de Aseguramiento de la Calidad que garantice un producto final satisfactorio al usuario. Por ello, es fundamental que todos los procesos se vean sometidos a estrictos controles de verificación, siendo necesaria la descripción detallada de dichos controles en todas sus fases.

Con este trabajo se ha pretendido poner de manifiesto la enorme importancia que, para la consecución del objetivo final, tiene el correcto mantenimiento de un elemento de tanta trascendencia en la obra civil, como es la Instrumentación Topográfica que es empleada, y los procesos que de ella dependen.

CONSULTAS

En esta sección se abstraen planteos volcados por distintos profesionales consultados la mayoría de los cuales son Ingenieros Agrimensores. Se distinguen entre profesionales independientes en libre ejercicio de su profesión y aquellos que trabajan en dependencia de algún organismo público o privado.

Si nos referimos a América Latina es común que cada país haya instaurado un DATUM nacional transformable fácilmente al DATUM WGS84, incluso han promulgado la norma correspondiente pero no con el ánimo de que los proyectos sean presentados con su referencia. No existen normas nacionales para levantamientos y replanteos de obras lineales en ninguno de estos países salvo en Chile y Perú para la construcción de carreteras. Como ya se ha detallado en el Manual de Carreteras expuesto en párrafos anteriores, este ha servido de guía para proyectos en minería, tuberías y transmisión eléctrica. En Brasil, existen normas sobre relevamientos topográficos en general, redes de referencia catastral y convenciones cartográficas, mientras que los relevamientos para obra, se realizan bajo responsabilidad y buen criterio del técnico actuante. En Venezuela la empresa PDVSA ha normalizado los replanteos y levantamientos necesarios para sus obras específicas.

En países como España, Nueva Zelanda, Australia, Canadá y Estados Unidos cuentan además de la normalización de los Datum locales, con

normativa para la metodología de relevamientos y replanteos de intervenciones a nivel de propiedades privadas o públicas de pequeñas y grandes dimensiones (catastrales) y sólo en Estados Unidos se encontraron normativas de este tipo para obras lineales. También es usual la utilización de una proyección Local Transversa Mercator conveniente a la obra.

Los proyectos en general, a nivel mundial, se presentan en UTM y por ello trabajar con GPS no traería mayores problemas porque es sencillo procesar su información bajo UTM, las cosas se complican cuando se intenta compatibilizar estos datos con la Estación Total. Hoy en día cualquier Estación Total moderna permite introducirle coeficientes de deformación, solo es necesario tener estos coeficientes o el coeficiente medio de la zona acotada.

La opinión general en Uruguay es que existe desconocimiento de lo que es una proyección cartográfica, de las deformaciones que se producen en el pasaje de la superficie de la tierra al dibujo plano y de cómo estas proyecciones y deformaciones son aplicadas en las distintas metodologías usadas en las distintas etapas de una obra lineal.

En las distintas dependencias del Estado uruguayo, los lineamientos para relevamientos y replanteos se dan en pliegos de licitaciones cuando son trabajos tercerizados, pero cuando son trabajos realizados por la propia administración, se confía en el criterio utilizado por el profesional actuante. Por lo general, se utilizaba siempre estación total para relevamientos, y las representaciones del terreno se hacían mediante perfiles transversales y longitudinales. Pero con el advenimiento del GPS y nuevos programas de diseño asistido por computadora (CAD) que utilizan modelos digitales de terreno (MDT), se hizo necesario el cambio a esta tecnología. La utilización de este software, si bien facilita muchas veces el cálculo, acarrea algunos problemas como por ejemplo, la escasez de puntos relevados conlleva a un MDT con baja precisión o poco representativo del terreno.

CONCLUSIONES

Al comparar la situación actual del Uruguay con países de la región, se puede observar que el buen criterio del profesional actuante es una constante en América Latina. Si bien hay excepciones como la de Chile y Perú en cuanto a normativa para relevamiento viales, y en Brasil para relevamientos topográficos en general, se destaca la no existencia de normas para relevamientos de obras lineales. Ahora bien, si se compara esta misma realidad con otros países del mundo, se puede ver que tampoco existe normativa general y que los lineamientos se dan en pliegos o quedan a cargo de la empresa responsable del proyecto.

En cuanto al estudio de esta temática, se observa que hay un alto grado de avance en países de la región aunque su divulgación es escasa. Es el caso de Chile, donde se encontró un gran número de proyectos vinculados a la georreferenciación y estudio de la utilización de la normativa existente en proyectos viales.

Tanto en Brasil como en Chile, existen trabajos donde se analizan los planos topográficos locales (PTL) y su implementación en conjunto con proyecciones Transversa Mercator Locales (LTM) y Transversa Mercator Universal (UTM) en obras de ingeniería vial.

Se destaca la necesidad de crear lineamientos generales que sirvan de guía para relevamientos y replanteos con destino a obra lineal.

CAPITULO IV

ANALISIS TEORICO-PRACTICO

PRESENTACION

El problema que se presenta a continuación sirve para el análisis de los errores ocasionados por considerar a la Tierra como una superficie plana y no como una superficie elipsoidal, en relevamientos lineales. Estos errores son del tipo angular y de distancia, causados principalmente por la proyección cartográfica utilizada. El error angular se compone por la convergencia plana de los meridianos en cada punto así como la deflexión angular de cada línea. También se deben considerar errores instrumentales y de metodología en la utilización de teodolito, estación total o receptor GPS. El error en distancia tiene una componente en la elección de los parámetros de deformación lineal k (debido a la proyección) y kh (debido a la altura) de cada proyección, así como los errores propios de medición.

Se realizaron dos pruebas prácticas. La primera consistió en ocupar con receptor GPS las estaciones utilizadas en un relevamiento lineal realizado con Estación Total y comparar los datos obtenidos luego de proyectarlos según distintas proyecciones cartográficas. La segunda prueba consistió en la medición de una línea base de 2 kilómetros de longitud utilizando Estación Total, teodolito geodésico y receptor GPS. La Estación Total se emplea para la determinación de la distancia, el teodolito geodésico para la determinación de ángulos, y el GPS para determinar las posiciones y realizar comparaciones aplicando distintas proyecciones cartográficas.

Este ejercicio es necesario para tener absoluta convicción de que el planteo teórico es realidad en la práctica. El problema se visualiza de manera de comprobar en campo los inconvenientes y dificultades que se presentan al momento de realizar un relevamiento utilizando receptor GPS y a la vez, Estación Total.

Por otra parte, si bien este planteo se podría resolver de forma teórica, realizando una simulación de datos de estación total a partir de datos GPS, con proyecciones cartográficas (por ejemplo, Mercator Transversa) locales a lo sumo cada 500 metros, al realizar el análisis práctico se estará en condiciones de contemplar tanto posibles errores sistemáticos como errores propios de la medición y metodología utilizada y poder corregirlos. Al mismo tiempo y en contraposición, estos errores propios de la medición pueden ocultar los errores angulares por proyección cartográfica y por la no consideración de la tierra elipsoidal. De todas formas, se asume el riesgo que esto implica y se procede a realizar el ensayo.

Los resultados obtenidos y las conclusiones se evaluarán y podrán ser utilizados en la redacción de los lineamientos que dan motivo a esta tesis.

PRIMERA PRUEBA

La primera prueba consistió en el relevamiento mediante receptores GPS de puntos de un relevamiento realizado con Estación Total de 15 km de largo orientado en dirección oeste-este, en la región suroeste del Uruguay, con latitud media $34^{\circ} 25' 4''$ S y longitud media $57^{\circ} 33' 55''$ W.

Se realizaron comparaciones entre los datos GPS, utilizando las proyecciones cartográficas UTM y transversa Mercator local con origen en el punto de inicio, con los datos de Estación Total y se analizaron las diferencias o congruencias encontradas. A partir de los algoritmos ya conocidos para la transformación de datos de coordenadas locales a geodésicas y viceversa, se tratara de encontrar un algoritmo eficiente para transformación de datos entre una y otra tecnología, esto es, entre datos de GPS con los de Estación Total.

Los datos de Estación Total se obtuvieron en un plano CAD que luego se georreferenció sobre Google Earth para poder identificar el trabajo a realizar en campo. Se obtuvo la coordenada geográfica de un punto del cual se conocen sus coordenadas cartesianas locales relevadas con Estación Total y se utilizó el programa Global Mapper® para formar una proyección Transversa Mercator con origen en ese punto base y se cargó el relevamiento en formato dxf. Esto sirve solamente para tener un mejor conocimiento de la zona relevada y hacer el estudio previo de los puntos a relevar con GPS.



Figura 21.- Zona de estudio primera prueba

Los datos obtenidos en formato CAD son abundantes por lo que se procedió a seleccionar una muestra pequeña representativa del total y que además fueran identificables en terreno. Se eligieron preferentemente las estaciones utilizadas en ese relevamiento, estando materializadas por varillas de hierro. Utilizando el balizamiento y un detector de metales se pudo ubicar con facilidad los puntos elegidos.

La orientación de estos puntos es relativa y arbitraria, no correspondiéndose con el norte geográfico. La reorientación se realizó utilizando los datos GPS proyectados según una proyección Transversa Mercator y orientando los puntos de Estación Total según el acimut de partida de la línea 1-2.

A continuación se exhiben los puntos seleccionados en el muestreo reorientados y las coordenadas locales, mientras que en el anexo I se exhibe el plano CAD original.

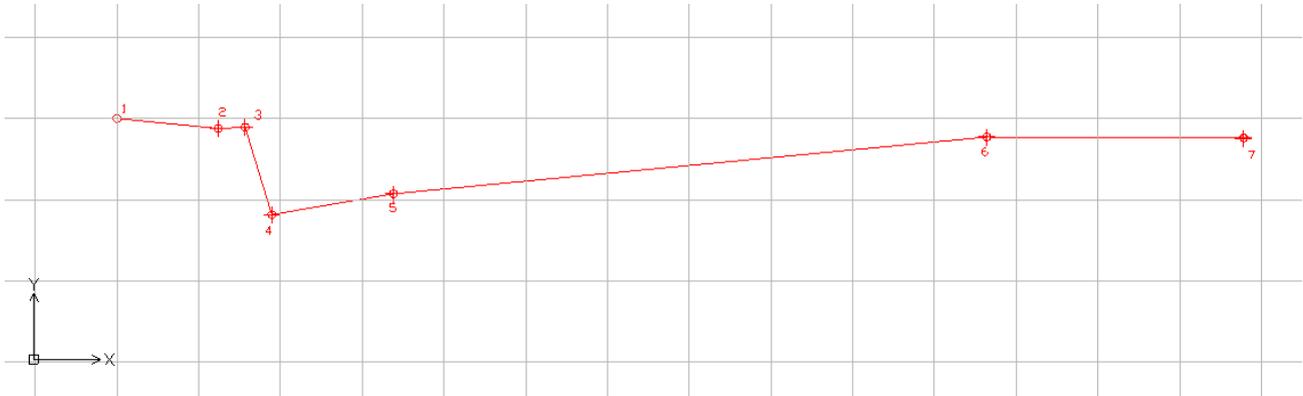


Figura 22. - CAD reorientado de primera prueba

coordenadas estacion total		
	este	norte
1	5000	5000
2	6236.525	4875.702
3	6566.973	4891.814
4	6893.176	3816.91
5	8382.251	4073.215
6	15642.877	4775.339
7	18783.679	4761.921

Tabla 2. - coordenadas de estación total reorientadas primera prueba

Para el trabajo de campo se utilizaron dos receptores GNSS de doble frecuencia, empleando el método diferencial en tiempo real, por lo que un receptor actúa como base fija y trasmite los datos por radio a la controladora, mediante una antena interna incorporada a los receptores GNSS de alcance relativo de 3 km, mientras que el otro actúa como móvil y es con el que se levantan las coordenadas de los puntos. El comando utilizado es *RTK-registro* que permite almacenar los datos recibidos de satélites tanto en la base como en el móvil, para poder realizar un post-proceso y así obtener coordenadas geográficas con buena precisión absoluta.



Figura 23. - equipo GNSS

La longitud total del tramo es de 14km, por lo que se realizaron tres estaciones diferentes para el receptor base GNSS. Estas bases se materializaron en forma independiente sin relacionarlas en campo como es lo recomendado, pero si se realizó en gabinete al ejecutar el post-proceso.

El post-proceso se ejecutó utilizando el programa Leica Geo-office® tomando como referencia las bases permanentes del Servicio Geográfico Militar (SGM) de Montevideo (UYMO) y de Soriano (UYSO), descargando los archivos en formato RINEX correspondientes de todo el día de trabajo desde la página www.sgm.gub.uy. En primer lugar se procesaron los datos de las tres bases utilizadas en el relevamiento contra las bases del SGM y a partir de esto se procesaron los puntos relevados con el receptor móvil.

Una vez obtenidas las coordenadas geográficas, se procedió a proyectar según las diferentes proyecciones cartográficas. Se utilizó siempre el mismo sistema de referencia, WGS84, ya que el objetivo del informe es analizar las distintas proyecciones, entendiendo que si las coordenadas se encuentran en distintos sistemas, será necesaria una previa transformación de coordenadas, que escapa a los objetivos de esta tesis.

Se muestran las distintas proyecciones utilizadas y sus parámetros:

- 1) Transversa Mercator Local por el extremo oeste de la traza
 - Latitud Origen: 34° 24' 56.9068" S
 - Longitud Origen: 57° 35' 38.5874" W
 - Falso Este: 5000.00 m
 - Falso Norte: 5000.00 m

- 2) UTM
 - Meridiano Central: 57° 00' 00.0000" W
 - Zona: 21
 - Hemisferio: Sur

La siguiente figura muestra los puntos proyectados y superpuestos gráficamente según el punto 1:

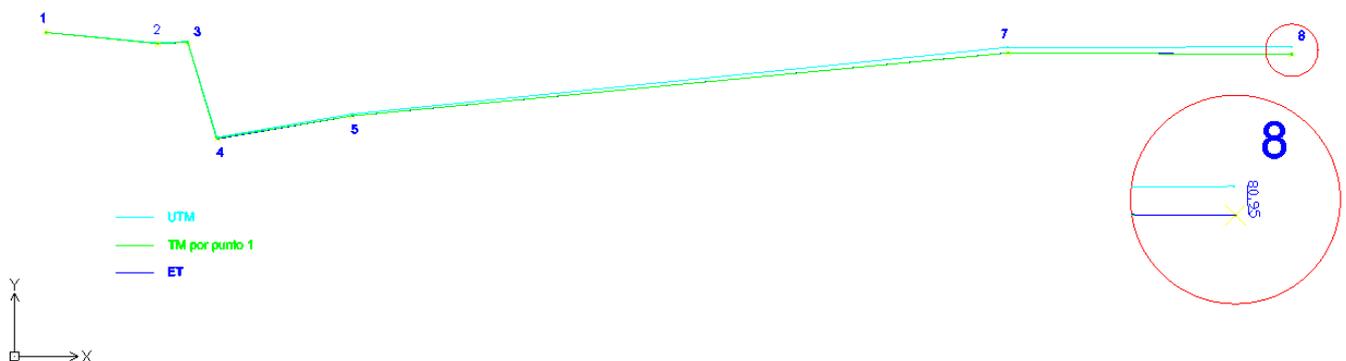


Figura 24.- Puntos proyectados y llevados a un mismo origen (1)

A partir de las coordenadas geográficas (ϕ, λ) y las coordenadas de cuadrícula (E,N), se calcularon teóricamente, los parámetros necesarios para corregir acimutes y distancias, esto es, se calculó la convergencia plana meridiana (γ) para cada punto, y la deflexión angular (ψ) para cada línea y también el factor de escala (k), según las fórmulas que se muestran en el

Capítulo II - Marco Teórico. El acimut geodésico (α) se calcula a partir del acimut de cuadrícula (a) mediante la ecuación:

$$\alpha = a \pm \gamma \pm \psi$$

A continuación, se calcularon coordenadas planas corregidas según ángulo y distancia en cada proyección que luego se comparan con las obtenidas con la estación total.

Estos resultados arrojan diferencias inaceptables, por lo que se presume que existieron errores tanto en la toma de datos como en el análisis de los mismos. En primer lugar, si bien los datos de estación total proceden de una fuente altamente confiable, se desconoce la calidad de los mismos en cuanto al procedimiento empleado en su adquisición en campo, pudiendo existir errores tanto instrumentales como metodológicos, que eran tolerables para el trabajo original, pero no para este ejercicio. A su vez, la toma de datos GPS no se realizó con la rigurosidad necesaria destacando entre otros, la falta de verticalidad del móvil, por no contar con bípode o trípode para fijar el receptor en el punto deseado, la no vinculación directa de las bases en campo, entre otros. Por otro lado, estas incongruencias se manifiestan por no haber relevado con GPS todas las estaciones materializadas en el terreno con varillas de hierro del relevamiento con Estación Total y solamente algunas de ellas, lo que determina que los datos obtenidos no sean comparables en cuanto a ángulos medidos de la poligonal y por consiguiente los acimutes.

A pesar de ello, se puede analizar en forma teórica errores ocasionados por la elección de la proyección cartográfica y la no consideración de la tierra como una superficie curva y su posterior desarrollo en una superficie plana.

En lo que sigue, se supone que los datos obtenidos con GPS son correctos y se descartan los datos de Estación Total. A partir de las coordenadas planas proyectadas según la proyección Transversa Mercator (1), corrigiendo acimutes por convergencia y deflexión y distancias por coeficiente de deformación, se obtendrán nuevas coordenadas. La corrección de acimut y distancia tiene como resultado la obtención de acimut geodésico y distancias geodésicas, y los ángulos internos de la poligonal también lo serán geodésicos, siendo lo mismo que se logra al medir con Estación Total desde cada vértice de la poligonal.

En este análisis, se calculan las diferencias entre distancias y desplazamientos en E y N, entre las coordenadas de los puntos proyectados y sus respectivos corregidos. Para la diferencia en distancia se calcula la distancia al primer punto en la proyección y en la corrección. Luego, se hace la diferencia entre estos resultados. También se calculan las diferencias entre E y N y el vector resultante entre la proyección y la corrección. A continuación se muestran los cálculos realizados.

punto	este	norte	φ			λ			Convergencia Meridiana (C)		Factor de Escala (k)
			o	'	"	o	'	"	Δλ (λp - λmc) (rad)	C (rad)	
1	5000.000	5000.000	34	24	56.9068 S	57	35	38.5874 W	0	0	1
2	6236.475	4875.710	34	25	0.9377 S	57	34	50.1673 W	0.000234747	-0.000132682	1.000000019
3	6566.993	4891.773	34	25	0.4148 S	57	34	37.2243 W	0.000297496	-0.000168148	1.000000003
4	6892.971	3816.799	34	25	35.2988 S	57	34	24.4506 W	0.000359425	-0.0002032	1.000000044
5	8382.070	4072.748	34	25	26.9789 S	57	33	26.1348 W	0.000642148	-0.000363016	1.000000141
6	15642.927	4771.716	34	25	4.1181 S	57	28	41.8081 W	0.002020603	-0.001142093	1.000001396
7	18783.783	4756.989	34	25	4.4624 S	57	26	38.8110 W	0.00261691	-0.001479145	1.000002341

Corrección de Direcciones (ψ)				Corrección de acimut						Corrección de distancia		Coordenadas corregidas			
φmedio	Rmedio	ψ AB (")	ψ BA en "	acimut plano			acimut geodesico			dist de cuadrícula	dist geodesica	Ec (m)	Nc (m)		
				a AB (rad)	o	'	"	α AB (rad)	o	'	"			l (m)	L (m)
-0.60067893	6370375.66	0.00013029	-0.00026058	1.6709794	95	44	24.2484	1.6709772	95	44	23.7794	1242.706	1242.706	5000.000	5000.000
-0.60068743	6370376	-5.5017E-05	5.9518E-05	1.5222351	87	13	3.5205	1.5221033	87	12	36.3510	330.908	330.908	6236.475	4875.713
-0.60077072	6370379.32	0.00458135	-0.00487844	2.8471636	163	7	49.6446	2.8469155	163	6	58.4688	1123.312	1123.312	6566.991	4891.819
-0.60083512	6370381.89	-0.0015554	0.00187852	1.4005778	80	14	49.9101	1.4004018	80	14	13.5964	1510.935	1510.935	6893.236	3816.926
-0.60075953	6370378.87	-0.01031511	0.01461776	1.4748268	84	30	4.8697	1.4746438	84	29	27.1266	7294.423	7294.422	8382.290	4073.137
-0.60070495	6370376.7	0.00043786	-0.00047708	1.5754851	90	16	7.1375	1.5743354	90	12	9.9875	3140.891	3140.886	15643.018	4773.434
														18783.884	4762.318

Tabla 3.- Corrección de coordenadas TM

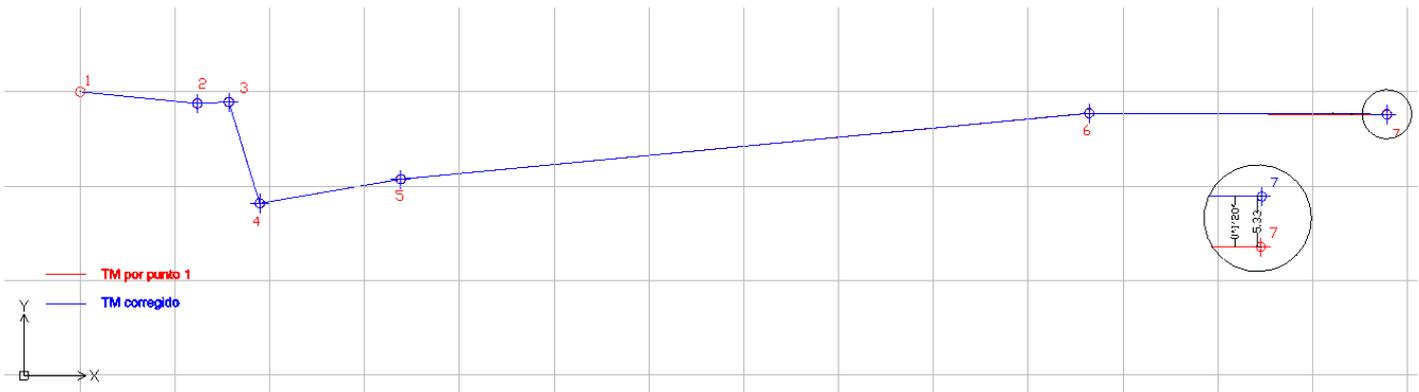


Figura 25.- Puntos

	puntos TM extremo		puntos TM corregidos		distancia a punto 1			vectores		
	este	norte	este	norte	TM	TMc	TMc - TM	ΔE	ΔN	dist
1	5000.000	5000.000	5000.000	5000.000				0.000	0.000	0.000
2	6236.475	4875.710	6236.475	4875.713	1242.706	1242.706	0.000	0.000	-0.003	0.003
3	6566.993	4891.773	6566.991	4891.819	1570.726	1570.721	0.005	0.002	-0.046	0.046
4	6892.971	3816.799	6893.236	3816.926	2232.331	2232.489	-0.157	-0.265	-0.127	0.294
5	8382.070	4072.748	8382.290	4073.137	3506.878	3506.987	-0.109	-0.220	-0.389	0.447
6	15642.927	4771.716	15643.018	4773.434	10645.375	10645.429	-0.054	-0.091	-1.718	1.720
7	18783.783	4756.989	18783.884	4762.318	13785.925	13785.933	-0.008	-0.101	-5.329	5.330

Tabla 4.- Cálculos de diferencias

Las diferencias en distancias al punto 1 que no arroja grandes discrepancias, mientras que las mayores diferencias se encuentran en el desplazamiento en N (ΔN) con valores de hasta 5 metros. Esta diferencia en metros es equivalente a un error angular de 1'20" en la línea que une al punto 1 con el punto 7, y se explica por la variación angular que se comete al proyectar según TM (convergencia meridiana y deflexión). Al mismo tiempo, se grafica esta diferencia en el vector $\Delta E-\Delta N$, en función de la distancia al primer punto en la proyección TM, lo que muestra un comportamiento no lineal.

distancia al primer punto TM		distancia (vector)	
		1-1'	0
1-2	1242.706	2-2'	0.003
1-3	1570.726	3-3'	0.046
1-4	2232.331	4-4'	0.294
1-5	3506.878	5-5'	0.447
1-6	10645.375	6-6'	1.720
1-7	13785.925	7-7'	5.330

Tabla 5.- discrepancias

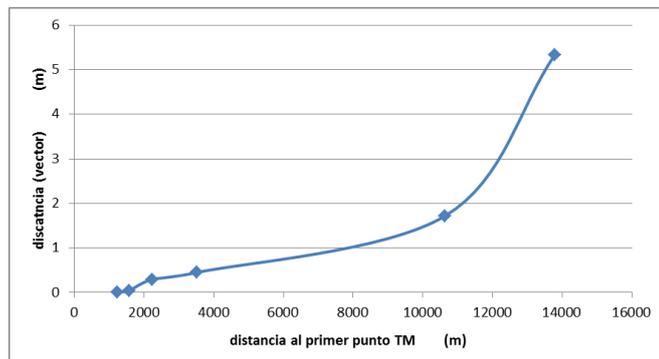


Figura 26.- discrepancia en coordenadas en función de distancia a primer punto.

SEGUNDA PRUEBA

En esta prueba, se analizara el error angular debido a la elección de una u otra proyección cartográfica sobre la cual se proyectan datos GPS. Para esto, se toman como verdaderos los ángulos obtenidos mediante teodolito geodésico T3. Se elige el teodolito T3 por su precisión angular de 1", su buen sistema óptico, con menor cantidad de lentes y buen aumento, lo que permite visuales largas.

La estación total se utilizara para la medición de las distancias ya que esta cuenta con un distanciómetro laser infrarrojo incorporado, con un alcance de 3 a 5 kilómetros. Al mismo tiempo se medirán los ángulos como verificación de los datos obtenidos con teodolito.

Con el receptor GPS se obtendrán coordenadas geodésicas que servirán para lograr coordenadas planas proyectadas por distintas proyecciones cartográficas.

La línea base se materializara con un punto ubicado en la azotea de la Facultad de Ingeniera donde existe un pilar con base de centrado forzoso para observaciones geodésicas y otro punto ubicado en la azotea del Palacio Municipal. Este último, se materializara con una marca sobre el piso, por lo que será necesario ubicar un trípode de madera no extensible y tomar todas las



Figura 27.- Teodolito Wild T3

precauciones necesarias al momento de instalar tanto el prisma reflector como los instrumentos de medición.

Como primer paso, se deberá verificar y validar los instrumentos, principalmente el teodolito T3, en todos sus aspectos y errores posibles (error de colimación, error de excentricidad, etc.). Al mismo tiempo, se deberá calcular la constante del prisma a utilizar, mediante procedimientos en campo.

Para la toma de datos tanto con teodolito como con estación total, se realiza una serie de observaciones utilizando los procedimientos habituales como son método de Bessel, repetición y reiteración, para modelar los errores aleatorios y minimizar los errores sistemáticos la cual se depura para obtener las precisiones alcanzadas.

PREANÁLISIS

$$\begin{array}{l}
 1. \quad \text{Si se desea} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma X = 0.002\text{m} \\ \sigma Y = 0.002\text{m} \end{array} \right. \\
 \\
 \text{Sabido que} \quad \left\{ \begin{array}{l} X = di \cdot \text{seno } az \cdot \text{seno } z \\ Y = di \cdot \text{coseno } az \cdot \text{seno } z \end{array} \right. \\
 \\
 \text{Se desarrolla} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma X^2 = (\delta X / \delta di)^2 \cdot \sigma di^2 + (\delta X / \delta az)^2 \cdot \sigma az^2 + (\delta X / \delta z)^2 \cdot \sigma z^2 \\ \sigma Y^2 = (\delta Y / \delta di)^2 \cdot \sigma di^2 + (\delta Y / \delta az)^2 \cdot \sigma az^2 + (\delta Y / \delta z)^2 \cdot \sigma z^2 \end{array} \right. \\
 \\
 \text{Considerando que} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma az = \sigma z = \sigma \alpha \\ az = 120^\circ \\ z = 94^\circ \\ di = 2000\text{m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

Se resuelve el sistema de ecuaciones cuyas incógnitas a conocer son $\sigma \alpha$ y σdi .

$$\begin{array}{l}
 \sigma \alpha = 1.002 \cdot 10^{-6} \text{ rad} = 0^\circ 0' 0.21'' \\
 \sigma di = 2\text{mm}
 \end{array}$$

$\sigma di_{\text{medido}}$ se deduce de conocer el error de medición de distancia. La desviación del equipo al medir distancias es de 2mm + 2ppm, es decir, al medir 2km la desviación es de 0.006m.

Se puede determinar el número de observaciones necesarias para alcanzar las tolerancias especificadas:

$$\begin{array}{l}
 n = \sigma \alpha_{\text{medido}} / \sigma \alpha = 4.83 \\
 n = \sigma di_{\text{medido}} / \sigma di = 3
 \end{array}$$

Por esto, es necesario hacer una serie de 5 lecturas angulares con el equipo con el que se trabajará, ya que este mide ángulos con una precisión de 1".

Si se habla de las distancias es necesario realizar una serie de 3 mediciones de la distancia con la Estación Total.

2. Estacionando en FING si en lugar de apuntar al centro del pilar de sección cuadrada de 46cm donde se ubica la antena (UYMO) se apunta a un extremo esto significa un error angular de puntería de 5".
3. Si se considera un error de estación de 2mm en IM (ya que en FING el centrado es forzoso) esto se traduce en un error angular de:

$$E_{\text{angular}} = D_{\text{FING-UYMO}} \cdot \sigma_{\text{ESTACIÓN}} / (D_{\text{FING-IM}}) \cdot (D_{\text{IM-UYMO}}) = 0.26''$$

Por lo que este error no influye en los cálculos posteriores.

Libreta de campo: medición de ángulos con teodolito wild t3

DESDE IM										DESDE FI											
		UYMO				FING						UYMO				IM					
		o	'	''					o	'	''			o	'	''					
I	CVI	1°	261	4	54.50	CVI	1°	99	52	30.20	I	CVI	1°	113	40	57.30	CVI	1°	128	2	22.30
		2°			54.30		2°			29.80			2°			57.60		2°			21.50
II	CVD	1°	81	6	4.90	CVD	1°	279	52	42.40	II	CVD	1°	293	42	7.60	CVD	1°	308	2	36.90
		2°			4.60		2°			42.00			2°			7.70		2°			37.10
III	CVI	1°	261	4	59.80	CVI	1°	99	52	30.90	III	CVI	1°	113	40	53.90	CVI	1°	128	2	22.40
		2°			59.10		2°			31.80			2°			54.10		2°			22.70
IV	CVD	1°	81	6	5.20	CVD	1°	279	52	41.20	IV	CVD	1°	293	42	4.40	CVD	1°	308	2	34.50
		2°			5.80		2°			41.50			2°			3.90		2°			34.70
V	CVI	1°	261	4	59.20	CVI	1°	99	52	33.50	V	CVI	1°	113	40	53.50	CVI	1°	128	2	20.40
		2°			59.30		2°			33.60			2°			53.40		2°			19.70
VI	CVD	1°	81	6	8.10	CVD	1°	279	52	44.40	VI	CVD	1°	293	42	5.10	CVD	1°	308	2	32.30
		2°			8.30		2°			44.40			2°			5.00		2°			32.80
VII	CVI	1°	12	40	53.10	CVI	1°	211	28	26.10	VII	CVI	1°	113	40	53.60	CVI	1°	128	2	20.10
		2°			52.50		2°			26.50			2°			53.50		2°			20.40
VIII	CVD	1°	192	42	1.80	CVD	1°	31	28	35.30	VIII	CVD	1°	293	42	1.90	CVD	1°	308	2	34.50
		2°			1.30		2°			35.10			2°			2.40		2°			34.10
IX	CVI	1°	12	40	52.80	CVI	1°	211	28	26.20	IX	CVI	1°	113	40	50.50	CVI	1°	128	2	19.80
		2°			53.80		2°			25.60			2°			50.60		2°			19.90
X	CVD	1°	192	42	2.20	CVD	1°	31	28	34.50	X	CVD	1°	293	42	4.30	CVD	1°	308	2	34.30
		2°			1.70		2°			35.50			2°			4.50		2°			34.30
XI	CVI	1°	12	40	54.20	CVI	1°	211	28	26.90	XI	CVI	1°	113	40	51.00	CVI	1°	128	2	20.20
		2°			53.90		2°			26.90			2°			51.40		2°			19.40
XII	CVD	1°	192	42	1.70	CVD	1°	31	28	35.90	XII	CVD	1°	293	42	0.00	CVD	1°	308	2	32.90
		2°			2.30		2°			36.30			2°			0.10		2°			33.30
XIII	CVI	1°	12	40	58.80	CVI	1°	211	28	27.80	XIII	CVI	1°	113	40	53.90	CVI	1°	128	2	21.00
		2°			55.40		2°			28.20			2°			53.60		2°			21.80
XIV	CVD	1°	192	42	1.80	CVD	1°	31	28	38.60	XIV	CVD	1°	293	42	6.70	CVD	1°	308	2	31.60
		2°			1.40		2°			37.90			2°			6.80		2°			31.60
XV	CVI	1°	12	40	55.40	CVI	1°	211	28	28.00	XV	CVI	1°	113	40	51.10	CVI	1°	128	2	21.10
		2°			55.20		2°			27.20			2°			52.10		2°			20.50
XVI	CVD	1°	192	42	2.60	CVD	1°	31	28	35.40	XVI	CVD	1°	293	42	5.40	CVD	1°	308	2	32.00
		2°			2.80		2°			35.30			2°			5.30		2°			32.30
XVII	CVI	1°	12	40	54.30	CVI	1°	211	28	26.90	XVII	CVI	1°	113	40	54.30	CVI	1°	128	2	21.00
		2°			53.00		2°			26.90			2°			53.00		2°			21.40
XVIII	CVD	1°	192	42	4.50	CVD	1°	31	28	35.40	XVIII	CVD	1°	293	42	4.50	CVD	1°	308	2	30.60
		2°			4.90		2°			35.90			2°			4.90		2°			30.90

ANALISIS

Se calculan el acimut y contra acimut de la línea FING-IM utilizando los acimutes calculados por el software LEICA GEOFICE y los ángulos medidos con el Wild T3.

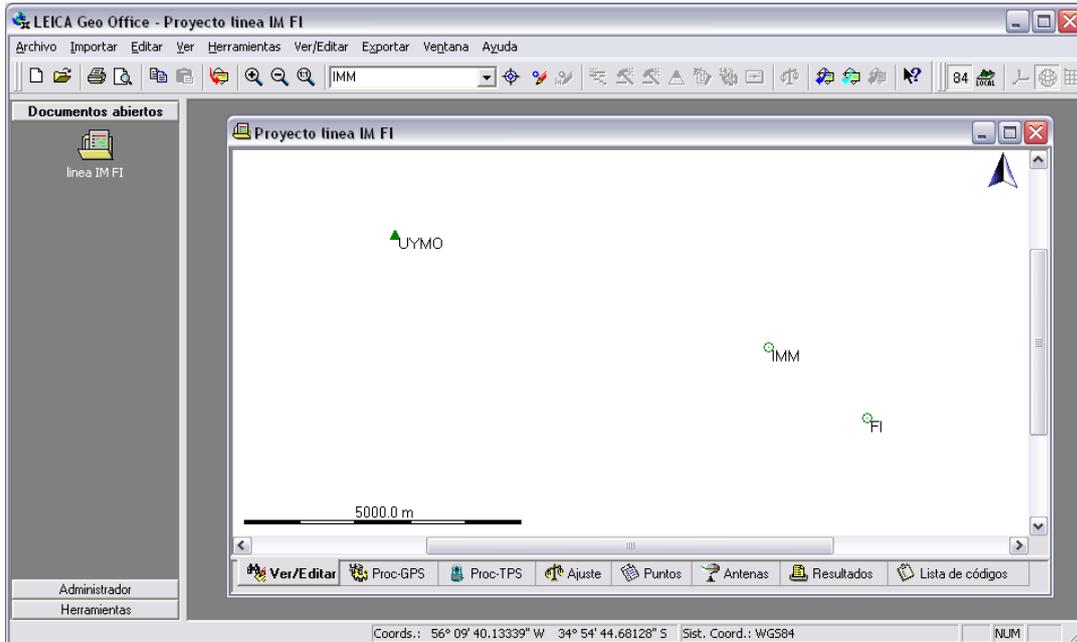


Figura 28.- Puntos cargados con LGO

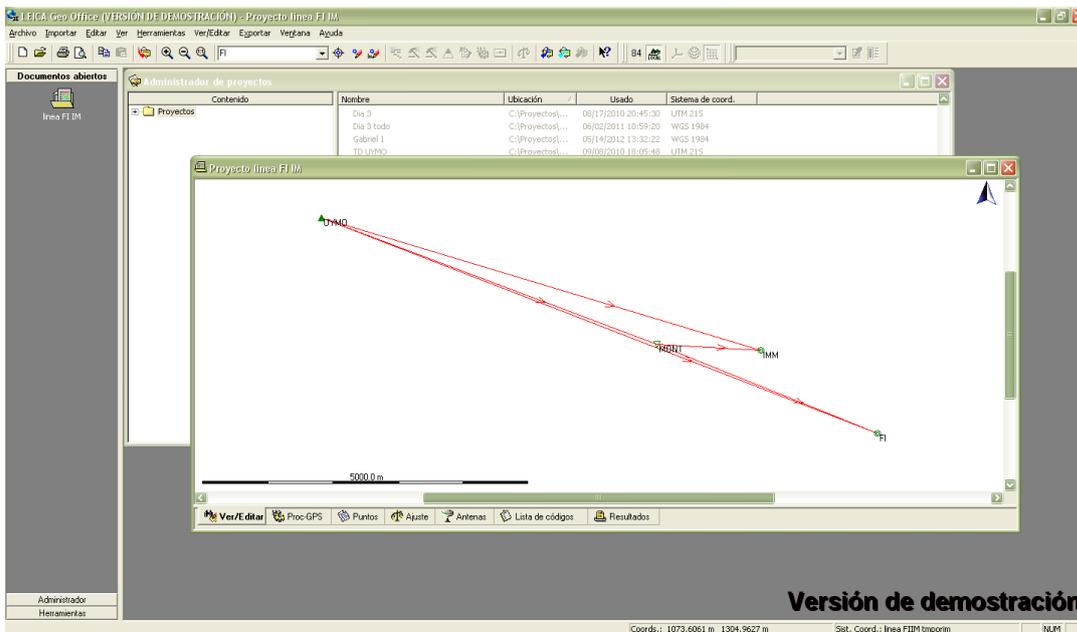


Figura 29.- Post-Proceso con LGO

Ángulos medidos con Wild T3:

resultados				
	°	'	''	desv est (")
UYMO-FI-IM	14	20	56.5222	3.2267
UYMO-IM-FI	161	12	52.0562	2.6361

Tabla 6.- Ángulos medidos con teodolito

Análisis de acimutes:

IM-FI			
	°	'	''
acimut LGO IM-UYMO	286	52	33.8000
Angulo medido UYMO-IM-FI	161	12	52.0560
Diferencia	125	39	41.7440
acimut LGO IM-FI	125	39	40.5000
error			1.2440

FI-IM			
	°	'	''
acimut LGO FI-UYMO	291	18	0.3089
Angulo medido UYMO-FI-IM	14	20	56.5222
suma	305	38	56.8311
acimut LGO FI-IM	305	39	0.3078
error			-3.4767

Tabla 7.- Análisis de acimutes

Dónde:

Acimut LGO - es el acimut geodésico obtenido a partir del software LEICA GEO OFFICE.

Diferencia/suma - es el acimut calculado a partir del ángulo medido con el teodolito.

Error - es la diferencia entre los acimutes calculados (diferencia/suma) y geodésicos (obtenidos con el software LEICA GEO OFFICE).

Se puede observar que la diferencia entre uno y otro están en el entorno de la desviación estándar de las observaciones angulares realizadas, validando así las mismas.

Además de la comparación realizada resulta una diferencia de acimut y contra acimut geodésicos de 1' 44.91" (305.64912°-125.678262°-180°).

A continuación se utilizará este ángulo medido para comparar los acimutes planos resultantes de las distintas proyecciones Transversa Mercator locales

con Meridianos de Contacto por IM, por UYMO (IM-UYMO= aproximadamente 7km) y por Nueva Palmira (NP-IM=aproximadamente 200km).

proyeccion TM por IM			proyeccion TM por UYMO			proyeccion TM por NP		
Id de punto	X local	Y local	Id de punto	X local	Y local	Id de punto	X local	Y local
FI	1784.54	-1280.50	FI	8518.33	-3330.32	FI	205011.74	-118319.63
IMM	0.00	0.00	IMM	6734.73	-2048.51	IMM	203255.19	-116999.12
UYMO	-6736.23	2043.55	UYMO	0.00	0.00	UYMO	196562.72	-114805.38

Tabla 8.- Puntos Proyectados por Transversa Mercator

La siguiente figura muestra los puntos proyectados y superpuestos gráficamente según el UYMO:

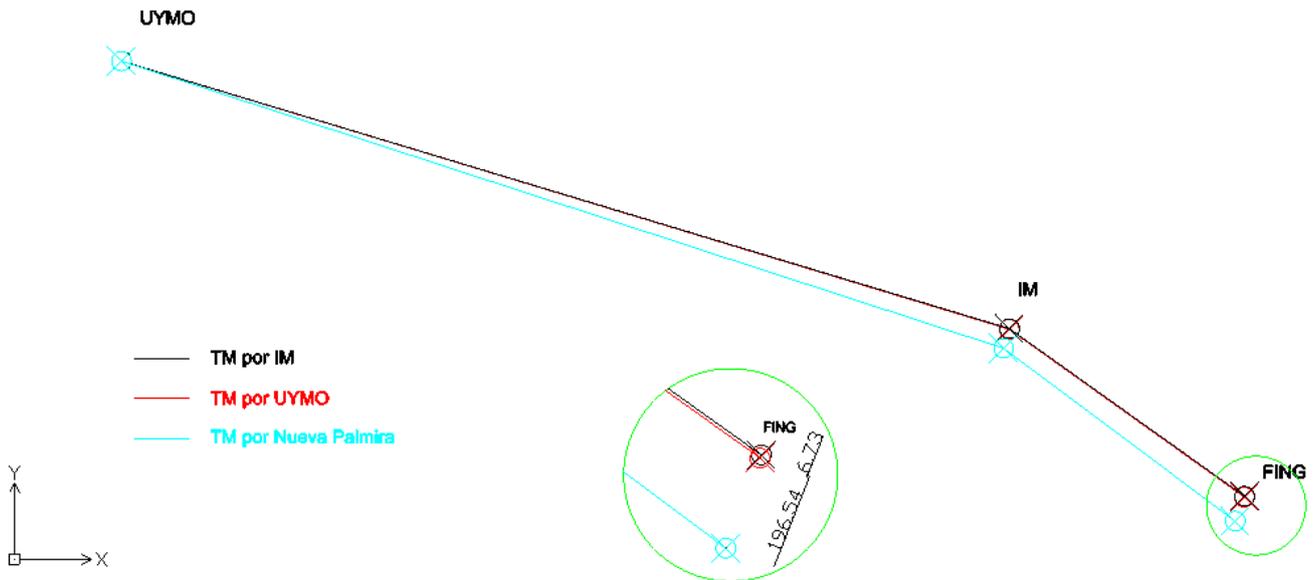


Figura 30.- Puntos proyectados y llevados a un mismo origen (UYMO)

	°	'	"
acimut LGO IM-FI	125	39	40.5000
acimut LGO FI-IM	305	39	0.3078
Angulo medido UYMO-IM-F	161	12	52.0560
Angulo medido UYMO-FI-IM	14	20	56.5222

Tabla 9.- Ángulos y acimutes obtenidos

az IM-FI (med)	125	39	41.82	125	42	13.59	126	56	3.46
az IM-FI (proy)	125	39	40.79	125	42	12.65	126	56	4.26
diferencia	0	0	1.02	0	0	0.94	-0	0	0.80
az LGO	125	39	40.50	125	39	40.50	125	39	40.50
dif [az (med) - LGO]	0	0	1.32	0	2	33.09	1	16	22.96
az FI-IM (med)	305	39	37.24	305	42	9.05	306	55	59.57
az FI-IM (proy)	305	39	40.79	305	42	12.65	306	56	4.26
diferencia	-0	0	3.56	-0	0	3.60	-0	0	4.69
az LGO	305	39	0.31	305	39	0.31	305	39	0.31
dif [az (med) - LGO]	0	0	36.93	0	3	8.74	1	16	59.26

Tabla 10.- Diferencias calculadas

Se constata que efectivamente los acimutes medidos con un goniómetro y los que resultan de medidas GPS proyectados no son iguales. La solución a este problema es corregir los acimutes planos por la deflexión angular ψ y la convergencia plana de los meridianos γ .

Comparando las distintas proyecciones realizadas, se verifica que la igualdad de los acimutes planos corregidos con los acimutes geodésicos se logra con la proyección TM por IM ya que es la proyección con meridiano de contacto más próximo a la línea. La diferencia del acimut plano resultante de la proyección con meridiano de contacto por IM corregido es igual al geodésico a menos de 0.2451". También se constata que a medida que el meridiano de contacto se aleja de la línea la diferencia acimutal geodésico-proyectado se hace cada vez mayor.

	acimut plano			ψ			γ			acimut corregido			az LGO			diferencia az corregido - az LGO
	°	'	"	°	'	"	°	'	"	°	'	"	°	'	"	"
IM-FI	125	39	40.7938	-0	0	0.0019	0	0	0.0000	125	39	40.7957	125	39	40.5000	0.2957
FI-IM	305	39	40.7938	-0	0	0.0019	-0	0	40.2428	305	39	0.5529	305	39	0.3078	0.2451

Tabla 11.- Cálculo de corrección de Acimut

De los puntos medidos con GPS obtenemos las distancias topográficas FING-IM a partir del software LEICA GEO OFFICE que las comparamos con la distancia topográfica ET medidas.

			diferencia ET-GPS	diferencia plana- topografica
distancia plana	TM por IM	2196.417		-0.027
	TM por UYMO	2196.420		-0.024
	TM por NP	2197.545		1.101
distancia topografica medida		2196.444		
distancia elipsoidal		2196.418		-0.026
distancia geometrica medida ET		2197.269		
distancia geometrica medida GPS		2197.242	0.027	

Tabla 12.- Distancias

De esta comparación obtenemos una diferencia de aproximadamente 2,7cm. Si bien las medidas fueron realizadas con rigurosidad, estas no fueron tomadas en forma simultánea, por lo que surge la incidencia de las dilataciones y contracciones por diferencias de temperatura así como el movimiento de los altos edificios ocupados.

CAPITULO V

CONCLUSIONES

Luego del exhaustivo análisis realizado y expuesto en el *Capítulo II – Estado del Arte*, se constata la necesidad de pautar una norma para estandarizar las metodologías de relevamiento y replanteo en obras lineales, en nuestro país. Los problemas surgen y cada actuante lo resuelve sin una metodología estudiada con rigurosidad o bien no se transmiten los detalles de la resolución quedando un trabajo poco controlable o transmisible.

Esta forma o metodología se estudia con severidad y tendrá en cuenta la tecnología del instrumental que lleva implícita, la ley de proyección que se utiliza y los sistemas de referencia que se seleccionan.

Luego de este proceso se arriba a lineamientos que unificará criterios de libre acceso por cualquier usuario. Se pretende que sean escritos con un lenguaje sencillo y fácil de aplicar.

Se destaca como conclusión el hecho de que efectivamente existen diferencias por la no consideración de la Tierra como una superficie elipsoidal y esto debe ser considerado en los lineamientos generales sobre relevamientos y replanteos de obra lineal.

Se entiende, que este proyecto sirve para dar continuidad a la temática planteada desde el Instituto de Agrimensura en cuanto a normalización de los procesos relacionados con la Agrimensura, teniendo en cuenta que en los últimos años, se han planteado varios proyectos de grado cuyos objetivos principales tienen relación con la producción de estándares nacionales. Además, se plantea la necesidad de comenzar a confeccionar una norma nacional sobre este tema.

En lo que sigue se redactaran lineamientos que podrían servir de base para la confección de esta norma nacional, teniendo en cuenta que “una norma es una forma especificada para llevar a cabo una actividad o desarrollar un proceso” (Definición de las Normas ISO).

PROPUESTA DE LINEAMIENTOS GENERALES

CONSIDERACIONES GENERALES

Se parte desde la base de que nada puede dejarse librado al azar, se deben planificar y considerar todos los detalles e imprevistos.

ESTUDIO PREVIO

Se realizará el estudio previo de la zona a relevar y replantear: se debe obtener imágenes aéreas, recopilación de cartografía existente, recorrer la zona.

INSTRUMENTAL

Se deberá exigir la validación del instrumental utilizado y adecuar las metodologías para lograr los cometidos en tolerancias. Se deberán controlar errores sistemáticos realizando la verificación del equipamiento a utilizar como ser correcto funcionamiento, cálculo y estimación de errores, entre otros.

PRECISIONES

Las precisiones deberán estar tabuladas y considerar la naturaleza del elemento a representar. Como ejemplo, no tendrá la misma precisión un punto replanteado para colocar una tubería de gas que un punto que materializa el lugar donde se levantara una torre de transmisión de energía eléctrica.

CONTROLES

Es necesario establecer la frecuencia con la que se realizarán los controles de posicionamiento en la ejecución de la obra.

ENTREGA DE DATOS

En todos los casos, se deberán entregar copia de libretas de campo y archivos digitales de reportes en el caso de utilización de estación total, y archivos RINEX cuando se utiliza GPS, además de un gráfico digital e impreso explicativo.

LINEA BASE

Las líneas base se establecerán de acuerdo al orden de precisión para el cual se utilizan, diferenciándose entre Primero, Segundo o Tercer Orden y Puntos de Control que se extenderán a lo largo de toda la obra.

Se deben determinar las coordenadas de los vértices de la poligonal mediante mediciones GPS, realizando un post-proceso para lograr una correcta georreferenciación con buena precisión absoluta. La ubicación y

monumentación debe hacerse de tal manera que ésta perdure en el tiempo de ejecución de la obra, y más allá del final de la misma.

Las coordenadas finales de los vértices de esta poligonal deben ser entregadas en coordenadas geodésicas en WGS84 y en coordenadas de cuadrícula refiriendo la proyección usada, los factores de corrección empleados y el azimut plano directo. Se cree de interés acompasar la presentación de los proyectos a la forma en que internacionalmente se entregan y por ello se propone que también se presenten las coordenadas en UTM, de esta forma el proyecto será cotejable internacionalmente. Por otra parte se propone adjuntar al proyecto un plano de esta poligonal de apoyo con las precisiones de ajuste y las precisiones finales de las coordenadas presentadas en la planilla.

Conociendo estas precisiones se estaría en condiciones de estudiar la posibilidad de ingresar estas coordenadas a la red geodésica del orden correspondiente, pudiendo ser registrados por el ente nacional inherente como puntos de control para posteriores trabajos a realizarse. Se deberá ligar la poligonal de apoyo al menos a un Vértice de la red geodésica nacional o departamental según sea el caso, o bien referirlo precisamente.

Puede suceder ya sea por largas distancias o por accidentes geográficos o por impedimentos patrimoniales que necesitemos de más de una poligonal de apoyo, en este caso se deben vincular, estos vínculos serán tratados como vértices de la poligonal.

GEORREFERENCIACION

La georreferenciación, como se explica en el *Capítulo II – Marco Teórico*, es clave para determinar la correcta ubicación de la obra en el espacio. Se tendrá en cuenta algunos aspectos expuestos en el apartado anterior *LINEA BASE*, como la vinculación a puntos de la red geodésica nacional o departamental y la utilización de bases permanentes del Servicio Geográfico Militar.

CONSIDERACIONES PARTICULARES

METODOLOGÍA EMPLEADA.

- Utilizando solo GPS en todas las etapas de la obra:
- Se debe seleccionar la proyección cartográfica a utilizar
 - Transversa Mercator Local
 - Transversa Mercator Universal (UTM)

La proyección UTM es la más utilizada a nivel mundial ya que permite a cualquier empresa constructora utilizarla en la confección de proyectos en cualquier parte de la Tierra sin la necesidad de establecer proyecciones locales diferentes, lo que conlleva gastos y tiempos de producción. A la hora en que el organismo público o privado toma en sus manos este proyecto es que entra en juego la normativa nacional.

Se deberá tener en cuenta que las distancias y ángulos medidos en el plano de proyección no coinciden con la medida real de los mismos, se deberán aplicar coeficientes de corrección para poder trabajar sobre el proyecto de la obra utilizando las medidas reales.

- Se seleccionará la metodología a utilizar en el relevamiento: podrá ser Diferencial en Tiempo Real si el alcance de las radios lo permiten y teniéndose en cuenta la vinculación de las bases, así mismo se podrá usar Post Proceso si las distancias fueran muy largas o los obstáculos impidieran el uso de radios. El Post Proceso se realizara utilizando datos de las Estaciones Permanentes del Servicio Geográfico Militar.
- La metodología a utilizar en replanteo más conveniente será Diferencial en Tiempo Real.

- Utilizando Estación Total en todas las etapas de la obra:

Esta metodología realiza una rectificación del geoide según la cantidad de estaciones que se realicen lo que ocasiona errores en las metodologías utilizadas como poligonación y radiación entre otras en los arrastres de los mismos. Sugerimos disponer de sucesivos puntos de control.

- Combinando GPS y Estación Total

La estación total se utilizara en zonas donde la recepción de la señal GPS no es buena y confiable, es el caso de zonas densamente urbanizadas, forestadas, o naturalmente arboladas.

Para compatibilizar los acimutes y distancias obtenidas por medición GPS utilizando alguna de las proyecciones cartográficas descritas arriba, con los de estación total, se deben aplicar algunas correcciones:

- Convergencia plana de los meridianos
- Deflexión angular
- Factor de escala (coeficiente de deformación lineal)
- Factor de escala por altura

CONSIDERACIONES FINALES

Se deberá tener en cuenta, que al utilizar proyecciones cartográficas de cualquier tipo, el mayor problema surge con las deformaciones angulares que se pueden corregir o adecuar con las fórmulas vistas, y debe tenerse especial cuidado cuando en la obra se tienen varios frentes de obra.

Por último, se sugiere la utilización de coordenadas geodésicas en todas las etapas de la obra lineal para evitar inconvenientes al utilizar proyecciones cartográficas.

Al mismo tiempo, se sugiere la lectura del Manual de Carreteras – Volumen 2 del Gobierno de Chile.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ["GPS: el día que la Tierra fue definitivamente redonda. Problemas, soluciones ...y después"](#). Ing Roberto Pérez Rodino, ponencia en SGM 2011
- [2] ["Redacción de Procedimientos para Mediciones en la Obra Pública"](#)
Ing. Agrim. Armando Del Bianco
- [3] [GEORREFERENCIACION DE UN PROYECTO VIAL BAJO LA NORMATIVA DEL MANUAL DE CARRETERAS](#)
PATRICIO MARCELO ESPINOZA CANIULLAN, 2003.
- [4] "DETERMINACIONES ALTIMETRICAS VINCULADAS A LOS SISTEMAS NACIONALES UTILIZANDO RECEPTORES GPS EN LA FRONTERA URUGUAY – BRASIL" ING. DANILO BLANCO LLERENA, PROF. ING. JORGE FAURE VALBI, PROF. ING. ROBERTO PEREZ RODINO, FACULTAD DE INGENIERIA, UNIVERSIDAD DE LA REPUBLICA.
- [5] Sistemas de Referencia Geodésicos. Proyecciones Cartográficas.
Javier Goizueta —ECAS Técnicos Asociados S.A.
<http://perso.wanadoo.es/jgoizueta/doc/GEOD.pdf>
- [6] Términos y definiciones de la ISO 19111
- [7] Nociones de Topografía, Geodesia y Cartografía, Jorge Franco Rey.
- [8] Federal Highway Administration, EEUU. <http://www.fhwa.dot.gov/>
- [9] Material de clase, tema 7. Introducción a la cartografía. Gabriel Dorado Martin, Universidad Politécnica de Madrid
<http://ocw.upm.es/proyectos-de-ingenieria/fundamentos-de-los-sistemas-de-informacion-geografica/contenidos/Material-de-clase/tema7.pdf>.
- [10] Gerhard BEUTLER, "Revolution in Geodesy and Surveying", Suiza 2004
- [11] Proyecciones cartográficas y sistemas de referencia. Patricia Sneider, junio 2010.
<http://hum.unne.edu.ar/revistas/geoweb/Geo13/archivos/snaider10.pdf>
- [12] introducción a los sistemas de información geográfica y geotelemática.
Antonio Pérez Navarro. / www.progonos.com/furuti
- [13] http://www.uv.es/zuniga/3.2_Propagacion_de_errores.pdf

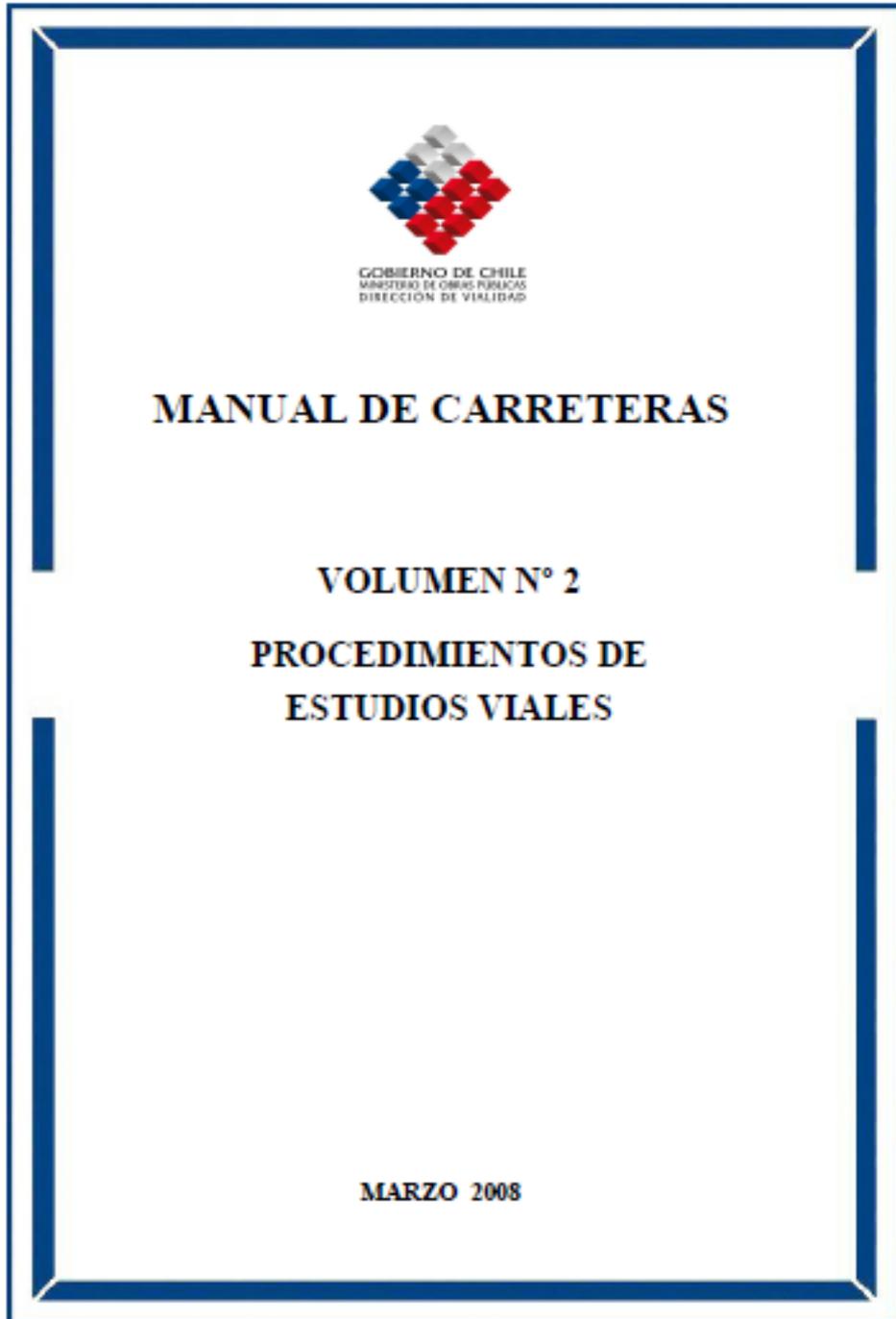
- [14] <http://www.iai.csic.es/users/gpa/postscript/Pozo-Ruz00a.pdf>
- [15] ELECTRONIC DISTANCE MEASUREMENT, Robert Burtch
<http://www.ferris.edu/faculty/burtchr/sure110/notes/EDM.pdf>
- [16] <http://www.mariangaspi.blogspot.com>
- [17] <http://www.edicionsupc.es/ftppublic/pdfmostra/AR14801M.pdf>
- [18] http://www.carlosbaron.com/pub_arx/top_arx/TEMA%209.pdf
- [19] Curso de Sistema de Referencia, Facultad de Ingeniería UELAR/Instituto de Agrimensura, Departamento de Geodesia 2008
- [20] Propuesta de Normas y Especificaciones Técnicas para mediciones Topográficas y Geodésicas en las Obras Públicas, Armando Del Bianco.
- [21] Manual de Agrimensores del Departamento de Transporte del Estado de California, EEUU
http://www.dot.ca.gov/hq/row/landsurveys/SurveysManual/Manual_TOC.html
- [22] Proyecto de obra <http://es.scribd.com/doc/36137414/Etapas-de-Un-Proyecto-de-Obra>
- [23] “Manual de Carreteras – Volumen 2 – Procedimientos de estudios viales” Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, Gobierno de Chile, Marzo de 2008.

ANEXOS

- 1- Plano en formato CAD original del relevamiento con estación total e la primera prueba



2 – Manual de Carreteras de Chile (Tabla de contenidos).



VERSION DIGITAL CONSOLIDADA – MARZO 2008

VOLUMEN N° 2
Procedimientos de Estudios Viales

MANUAL DE CARRETERAS

INDICE
Diciembre 2001

MANUAL DE CARRETERAS

VOLUMEN 2

PROCEDIMIENTOS DE ESTUDIOS VIALES

INDICE GENERAL

CAPITULO 2.000 INFORMACION GENERAL

SECCION 2.001 OBJETIVOS Y ALCANCES DEL VOLUMEN

- 2.001.1 CAMPO DE APLICACIÓN
- 2.001.2 CONCEPCION DEL VOLUMEN
- 2.001.3 VALIDEZ DE LIMITES NORMATIVOS Y RECOMENDACIONES
- 2.001.4 RESPONSABILIDAD DEL PROYECTISTA

SECCION 2.002 ESTRUCTURA DEL VOLUMEN

- 2.002.1 MATERIAS CUBIERTAS A NIVEL DE CAPITULOS
- 2.002.2 FLEXIBILIDAD DE LA ESTRUCTURA

SECCION 2.003 NOMENCLATURA

- 2.003.1 ABREVIATURAS

SECCION 2.004 SISTEMA DE UNIDADES

- 2.004.1 ASPECTOS GENERALES
- 2.004.2 OBLIGATORIEDAD DEL EMPLEO DE LA NORMA
- 2.004.3 RESUMEN DE LA NORMA Noh 30 O/88
- 2.004.4 LONGITUDES Y DISTANCIAS ACUMULADAS EN PROYECTOS VIALES

SECCION 2.006 ANTECEDENTES EXISTENTES PARA EL ESTUDIO DE OBRAS VIALES

- 2.006.1 ASPECTOS GENERALES
- 2.006.2 MANUAL DE CARRETERAS DE LA DIRECCION DE VIALIDAD
- 2.006.3 VERTICES GEODESICOS GP8 DEL IGM
- 2.006.4 MAPAS, CARTAS Y CARTOGRAFIA VIAL
- 2.006.5 FOTOGRAFIA AEREA Y ORTOFOTOS
- 2.006.6 CLIMA, PLUVIOMETRIA Y FLUVIOMETRIA
- 2.006.7 GEOLOGIA Y GEOTECNIA
- 2.006.8 TRANSITO Y ESTADISTICAS AFINES
- 2.006.9 ANTECEDENTES SOCIO-ECONOMICOS
- 2.006.10 ANTECEDENTES AMBIENTALES Y TERRITORIALES
- 2.006.11 OTRAS FUENTES DE INFORMACION

CAPITULO 2.100 SISTEMAS DE CLASIFICACION Y NIVELES DE ESTUDIO

SECCION 2.101 CONCEPTOS BASICOS

- 2.101.1 ALCANCES DEL CAPITULO Y SISTEMAS DE CLASIFICACION DE LOS CAMINOS
- 2.101.2 DEFINICIONES BASICAS Y CLASIFICACION DE LOS PROYECTOS

MOP - DGOP - DIRECCION DE VIALIDAD - CHILE

PARA USO INTERNO DE LA DIRECCION DE VIALIDAD - CHILE

VERSION DIGITAL CONSOLIDADA – MARZO 2008

VOLUMEN N° 2 Procedimientos de Estudios Viales	MANUAL DE CARRETERAS	INDICE Diciembre 2002
2.101.3	CARACTERISTICAS DE LAS CARRETERAS Y CAMINOS SEGUN SU CLASIFICACION FUNCIONAL	
2.101.4	CICLO DE VIDA Y NIVELES DE ESTUDIO DE UN PROYECTO.	
SECCION 2.102 ESTUDIO PRELIMINAR		
2.102.1	ASPECTOS GENERALES	
2.102.2	ESTUDIO PRELIMINAR PARA PROYECTOS EN NUEVOS TRAZADOS	
2.102.3	ESTUDIO PRELIMINAR PARA PROYECTOS DE RECUPERACION Y CAMBIO DE ESTANDAR	
2.102.4	ESTUDIO PRELIMINAR PARA PROYECTOS DE RECUPERACION DE ESTANDAR	
2.102.6	ESTUDIO PRELIMINAR PARA PROYECTOS DE CAMBIOS DE ESTANDAR	
SECCION 2.103 NIVELES AVANZADOS DE ESTUDIO EN PROYECTOS DE NUEVOS TRAZADOS		
2.103.1	ANTEPROYECTO	
2.103.2	ESTUDIO DEFINITIVO	
SECCION 2.104 NIVELES AVANZADOS DE ESTUDIO EN PROYECTOS DE RECUPERACION DE ESTANDAR Y DE CAMBIO DE ESTANDAR		
2.104.1	ASPECTOS GENERALES	
2.104.2	INGENIERIA BASICA	
2.104.3	ANTEPROYECTO	
2.104.4	ESTUDIO DEFINITIVO	
SECCION 2.106 IDENTIFICACION DE LA INGENIERIA BASICA Y METODOLOGIAS DETALLADAS DE ESTUDIO		
CAPITULO 2.200 TERMINOS DE REFERENCIA PARA EL ESTUDIO DE OBRAS VIALES (TR)		
SECCION 2.201 BASES DE CONCURSO Y TERMINOS DE REFERENCIA		
2.201.1	ASPECTOS GENERALES	
2.201.2	DESCRIPCION Y ALCANCES DEL ESTUDIO	
2.201.3	DOCUMENTOS GENERALES Y ALCANCES ESPECIFICOS	
2.201.4	TERMINOS DE REFERENCIA ESPECIFICOS (TRE)	
CAPITULO 2.300 INGENIERIA BASICA - ASPECTOS GEODESICOS Y TOPOGRAFICOS		
SECCION 2.301 ASPECTOS GENERALES Y REFERENCIACION DE LOS ESTUDIOS		
2.301.1	OBJETIVOS Y ALCANCES	
2.301.2	DEFINICIONES BASICAS	
2.301.3	PROCEDIMIENTOS GEODESICOS PARA REFERENCIAR LOS TRABAJOS TOPOGRAFICOS	
2.301.4	REFERENCIACION PLANIMETRICA EN TERRENO MEDIANTE GPS	
2.301.6	EJEMPLO DE REFERENCIACION GEODESICA DE PROYECTOS VIALES	
SECCION 2.302 CONCEPTOS RELATIVOS A SISTEMAS DE REFERENCIA GEODESICOS		
2.302.1	ASPECTOS GENERALES	
2.302.2	SISTEMAS GEODESICOS	
2.302.3	SISTEMA TOPOCENTRICO (SISTEMA LOCAL DE COORDENADAS)	
2.302.4	SISTEMAS GLOBALES DE REFERENCIA	
2.302.6	SISTEMAS PSAD-58 Y SAD-89	
2.302.8	ALTIMETRIA	
2.302.7	PROGRAMA FUTURO IGM - CHILE	
2.302.8	ASPECTOS NORMATIVOS	

MOP - DGOP - DIRECCION DE VIALIDAD - CHILE

PARA USO INTERNO DE LA DIRECCION DE VIALIDAD - CHILE

VERSION DIGITAL CONSOLIDADA – MARZO 2008

VOLUMEN N° 2 Procedimientos de Estudios Viales	MANUAL DE CARRETERAS	INDICE Diciembre 2001
SECCION	2.303 SISTEMAS DE PROYECCION	
2.303.1	ASPECTOS GENERALES	
2.303.2	TRANSVERSAL DE MERCATOR	
2.303.3	SISTEMA UNIVERSAL TRANSVERSAL DE MERCATOR - UTM	
2.303.4	PROYECCION TM LOCAL (LTM)	
2.303.5	ASPECTOS NORMATIVOS	
2.303.8	MODELO MATEMATICO GENERICO DE LOS SISTEMAS TRANSVERSAL DE MERCATOR (TM)	
SECCION	2.304 CONCEPTOS DEL SISTEMA GPS	
2.304.1	ASPECTOS GENERALES	
2.304.2	POSICIONAMIENTO CON CODIGO C/A.	
2.304.3	OBSERVACION DE FASE DE LA ONDA PORTADORA	
2.304.4	FUENTES DE ERROR Y DEGRADACION	
2.304.6	EXPECTATIVAS FUTURAS DEL SISTEMA GPS	
2.304.8	SISTEMA GLONASS	
2.304.7	ASPECTOS NORMATIVOS	
SECCION	2.305 EXIGENCIAS PREVIAS E INSTRUMENTAL TOPOGRAFICO Y GPS	
2.305.1	PLANIFICACION DE LOS TRABAJOS	
2.305.2	INSTRUMENTAL OPTICO, ELECTRONICO Y ELECTRO OPTICO	
2.305.3	INSTRUMENTAL GPS	
2.305.4	PERSONAL TECNICO	
2.305.6	ROCES	
SECCION	2.308 CONCEPTOS, CRITERIOS Y METODOS GENERALES EN TRABAJOS DE TOPOGRAFIA VIAL	
2.308.1	OBJETIVOS Y ALCANCES	
2.308.2	ERRORES Y SU CUANTIFICACION	
2.308.3	PROCEDIMIENTOS DE MEDIDAS EN TOPOGRAFIA	
2.308.4	TRABAJOS TOPOGRAFICOS	
SECCION	2.307 REDES DE APOYO	
2.307.1	ASPECTOS GENERALES	
2.307.2	CONTROLES TOPOGRAFICOS PARA SISTEMAS DE TRANSPORTE DE COORDENADAS (STC)	
2.307.3	MONUMENTACION DE REFERENCIAS	
SECCION	2.308 TRIANGULACIONES	
2.308.1	ASPECTOS GENERALES	
2.308.2	CONDICIONES BASICAS DE UNA TRIANGULACION	
2.308.3	EXIGENCIA DE LAS TRIANGULACIONES	
2.308.4	REGISTRO, CALCULO Y COMPENSACION DE LAS TRIANGULACIONES	
SECCION	2.309 TRILATERACIONES	
2.309.1	ASPECTOS GENERALES	
2.309.2	CONDICIONES BASICAS DE UNA TRILATERACION	
2.309.3	EXIGENCIA DE LAS TRILATERACIONES	
2.309.4	REGISTRO, CALCULO Y COMPENSACION DE LAS TRILATERACIONES	
SECCION	2.310 POLIGONALES	
2.310.1	ASPECTOS GENERALES	
2.310.2	CONDICIONES BASICAS DE UNA POLIGONAL	
2.310.3	POLIGONALES PRIMARIAS	
2.310.4	POLIGONALES SECUNDARIAS	

MOP - DGOP - DIRECCION DE VIALIDAD - CHILE

PARA USO INTERNO DE LA DIRECCION DE VIALIDAD - CHILE

VERSION DIGITAL CONSOLIDADA – MARZO 2008

VOLUMEN N°2 Procedimientos de Estudios Viales	MANUAL DE CARRETERAS	INDICE Diciembre 2001
2.310.6	POLIGONALES TERCARIAS	
2.310.8	REGISTRO, CALCULO Y COMPENSACION DE LAS POLIGONALES	
SECCION	2.311 NIVELACIONES	
2.311.1	ASPECTOS GENERALES	
2.311.2	NIVELACION GEOMETRICA DE ALTA PRECISION	
2.311.3	NIVELACION GEOMETRICA DE PRECISION	
2.311.4	NIVELACION GEOMETRICA CORRIENTE	
2.311.6	REGISTRO, CALCULO Y COMPENSACION DE LAS NIVELACIONES GEOMETRICAS	
2.311.8	NIVELACION TRIGONOMETRICA DE PRECISION	
2.311.7	NIVELACION TRIGONOMETRICA CORRIENTE	
2.311.8	REGISTRO CALCULO Y COMPENSACION DE LAS NIVELACIONES TRIGONOMETRICAS	
2.311.9	NIVELACION TAGUIMETRICA	
SECCION	2.312 TRANSPORTE DE COORDENADAS MEDIANTE GPS	
2.312.1	ASPECTOS GENERALES	
2.312.2	COMPATIBILIDAD Y LIMITACIONES	
2.312.3	PROCEDIMIENTOS PARA EL TRANSPORTE DE COORDENADAS MEDIANTE GPS	
2.312.4	PRECISION	
2.312.6	METODOS ESTATICOS	
2.312.8	METODO DINAMICO	
2.312.7	ALTIMETRIA	
2.312.8	REDES ACTVAS	
2.312.9	ASPECTOS NORMATIVOS	
SECCION	2.313 LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS GENERALES PARA LA CONFECCION DE PLANOS DE PLANTA	
2.313.1	ASPECTOS GENERALES	
2.313.2	LEVANTAMIENTOS DISTANCIOMETRICOS	
2.313.3	LEVANTAMIENTOS FOTOGRAFICOS	
2.313.4	LEVANTAMIENTOS CON GPS	
2.313.6	LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS MEDIANTE LASER AEROTRANSPORTADO	
SECCION	2.314 LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS ESPECIALES	
2.314.1	ASPECTOS GENERALES	
2.314.2	LEVANTAMIENTOS POR INTERSECCION DE VISUALES	
2.314.3	LEVANTAMIENTOS POR COORDENADAS	
2.314.4	LEVANTAMIENTOS RADIALES	
2.314.6	LEVANTAMIENTO POR RESECCION SOBRE TRES PUNTOS	
2.314.8	LEVANTAMIENTO POR METODO DE RESECCION TRILATERADA SOBRE DOS PUNTOS	
2.314.7	GPS APLICADO A HIDROGRAFIA	
SECCION	2.316 LEVANTAMIENTO DE PERFILES	
2.316.1	ASPECTOS GENERALES	
2.316.2	PERFIL LONGITUDINAL DEL TERRENO	
2.316.3	PERFILES TRANSVERSALES DE TERRENO	
2.316.4	PERFILES ESPECIALES	
2.316.6	DIBUJO DE PERFILES	
SECCION	2.318 CUBICACIONES	
2.318.1	DETERMINACION DE SUPERFICIES	
2.318.2	DETERMINACION DE VOLUMENES	

MOP - DGGP - DIRECCION DE VIALIDAD - CHILE

PARA USO INTERNO DE LA DIRECCION DE VIALIDAD - CHILE

VERSION DIGITAL CONSOLIDADA – MARZO 2008

VOLUMEN N° 2
 Procedimientos de Estudios Viales
 MANUAL DE CARRETERAS
 INDICE
 Diciembre 2001

SECCION 2.317 REPLANTEO DE OBRAS VIALES

2.317.1 ASPECTOS GENERALES
 2.317.2 REPLANTEO MEDIANTE LA POLIGONAL QUE DEFINE LA ESTRUCTURA DEL EJE
 2.317.3 REPLANTEO DESDE EL SISTEMA DE TRANSPORTE DE COORDENADAS
 2.317.4 METODOS PLANIMETRICOS PARA EL REPLANTEO DE PUNTOS.
 2.317.5 REPLANTEO DE CURVAS CIRCULARES
 2.317.6 REPLANTEO DE CLOTOIDES

SECCION 2.318 VERIFICACION POR MUESTREO DE TRABAJOS TOPOGRAFICOS

2.318.1 ASPECTOS GENERALES
 2.318.2 VERIFICACION DE LA MONUMENTACION Y BALIZADO
 2.318.3 VERIFICACION DE LAS DETERMINACIONES MEDIANTE INSTRUMENTAL TOPOGRAFICO
 2.318.4 VERIFICACION MEDIANTE GPS

CAPITULO 2.400 INGENIERIA BASICA ASPECTOS DE HIDROLOGIA, HIDRAULICA Y TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

SECCION 2.401 ASPECTOS GENERALES

2.401.1 ORGANIZACION DEL CAPITULO
 2.401.2 OBJETIVOS Y ALCANCES
 2.401.3 ESTUDIOS HIDROLOGICOS
 2.401.4 ESTUDIOS HIDRAULICOS
 2.401.5 EROSION DE SUELOS, ARRASTRE Y DEPOSITACION DE SEDIMENTOS
 2.401.6 ESTUDIOS HIDROGEOLOGICOS
 2.401.7 INFORMACION PERTINENTE CONTENIDA EN OTROS VOLUMENES DEL MANUAL

SECCION 2.402 PROCEDIMIENTOS Y TECNICAS HIDROLOGICAS

2.402.1 FACTORES QUE DETERMINAN EL ESCURRIMIENTO
 2.402.2 METODOS PARA CALCULAR UNA CRECIDA DE DISEÑO
 2.402.3 SEGURIDAD Y CONFIABILIDAD DEL DISEÑO
 2.402.4 ESTUDIOS DE FRECUENCIA
 2.402.5 ANALISIS REGIONAL DE CRECIDAS
 2.402.6 TORMENTAS DE DISEÑO
 2.402.7 CURVAS INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA DE LLUVIAS
 2.402.8 METODO RACIONAL
 2.402.9 METODO DEL SCS
 2.402.10 HIDROGRAMAS UNITARIOS
 2.402.11 METODOS DGA
 2.402.12 MODELOS DE SIMULACION

SECCION 2.403 PROCEDIMIENTOS Y TECNICAS HIDRAULICAS

2.403.1 ASPECTOS GENERALES
 2.403.2 ESCURRIMIENTO CRITICO
 2.403.3 ESCURRIMIENTO UNIFORME
 2.403.4 FLUJO GRADUALMENTE VARIADO
 2.403.5 SINGULARIDADES
 2.403.6 ESTRUCTURAS ESPECIALES
 2.403.7 FENOMENOS DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS, PROCESOS FLUVIALES Y METODOS DE ANALISIS

SECCION 2.404 ALCANCE DE LOS ESTUDIOS DE HIDROLOGIA Y DRENAJE

2.404.1 PROYECTOS DE NUEVOS TRAZADOS
 2.404.2 PROYECTOS DE RECUPERACION Y CAMBIO DE ESTANDAR

SECCION 2.405 ILUSTRACION DE ALGUNOS PROBLEMAS TÍPICOS DE ANALISIS HIDROLOGICO

MOP - DGOP - DIRECCION DE VIALIDAD - CHILE

PARA USO INTERNO DE LA DIRECCION DE VIALIDAD - CHILE

VERSION DIGITAL CONSOLIDADA – MARZO 2008

VOLUMEN N°2 Procedimientos de Estudios Viales	MANUAL DE CARRETERAS	INDICE Diciembre 2001
2.406.1	OBJETIVOS Y ALCANCES	
2.406.2	FRECUENCIA DE LLUVIAS MAXIMAS DIARIAS	
2.406.3	CALCULO DE CAUDALES DE DISEÑO MEDIANTE EL HIDROGRAMA UNITARIO	
SECCION	2.408 ILUSTRACION DE ALGUNOS PROBLEMAS TÍPICOS DE DISEÑO HIDRAULICO	
2.408.1	OBJETIVOS Y ALCANCES	
2.408.2	ESCURRIMIENTO CRITICO	
2.408.3	ESCURRIMIENTO UNIFORME	
2.408.4	FLUJO GRADUALMENTE VARIADO	
CAPITULO	2.600 INGENIERIA BASICA - ASPECTOS GEOTECNICOS	
SECCION	2.601 ASPECTOS GENERALES	
2.601.1	INFORMACION CONTENIDA EN OTROS VOLUMENES DEL MANUAL	
2.601.2	OBJETIVOS Y ALCANCES DEL CAPITULO	
SECCION	2.602 ESTUDIOS DE GABINETE EN BASE A ANTECEDENTES EXISTENTES	
2.602.1	ASPECTOS GEOTECNICOS EN EL ESTUDIO PRELIMINAR DE NUEVOS TRAZADOS	
2.602.2	ASPECTOS GEOTECNICOS EN EL ESTUDIO PRELIMINAR DE RECUPERACION Y CAMBIO DE ESTANDAR	
2.602.3	ETAPAS AVANZADAS DE LOS ESTUDIOS GEOTECNICOS	
SECCION	2.603 ESTUDIOS EN TERRENO	
2.603.1	RECONOCIMIENTO DE SUPERFICIE	
2.603.2	RECONOCIMIENTO DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO	
2.603.3	ENSAYOS EN SITIO	
2.603.4	MEDICION DE DEFLEXION	
2.603.5	PROSPECCION GEOFISICA	
SECCION	2.604 ENSAYOS DE LABORATORIO	
2.604.1	NORMAS DE PROCEDIMIENTO	
2.604.2	PROPIEDADES INDICES	
2.604.3	DENSIFICACION	
2.604.4	PROPIEDADES MECANICAS E HIDRAULICAS	
2.604.5	CANTIDADES DE MUESTRAS	
SECCION	2.605 ESTUDIOS GEOTECNICOS ESPECIALES	
2.605.1	YACIMIENTOS	
2.605.2	PUNTES Y OBRAS DE ARTE MAYORES	
2.605.3	CORTES	
2.605.4	TERRAPLENES	
SECCION	2.608 ALCANCE DE LOS ESTUDIOS GEOTECNICOS SEGUN NIVEL Y CARACTERISTICAS DEL PROYECTO	
2.608.1	PROYECTOS DE NUEVOS TRAZADOS	
2.608.2	PROYECTOS DE RECUPERACION Y DE CAMBIO DE ESTANDAR	
CAPITULO	2.800 INGENIERIA BASICA - DEMANDA Y CARACTERISTICAS DEL TRANSITO	
SECCION	2.801 ASPECTOS GENERALES	
2.801.1	OBJETIVOS Y ALCANCES	
2.801.2	INFORMACION CONTENIDA EN OTROS VOLUMENES DEL MANUAL	
SECCION	2.802 TRANSITO USUARIO DE UN PROYECTO VIAL	

MOP - DGOP - DIRECCION DE VIALIDAD - CHILE

PARA USO INTERNO DE LA DIRECCION DE VIALIDAD - CHILE

VERSION DIGITAL CONSOLIDADA – MARZO 2008

VOLUMEN N° 2 Procedimientos de Estudios Viales	MANUAL DE CARRETERAS	INDICE Junio 2004
2.602.1	ASPECTOS GENERALES	
2.602.2	MODELACION	
2.602.3	TIPOLOGIA DE PROYECTOS	
2.602.4	COMPONENTES DE LA DEMANDA A NIVEL DE ARCOS	
SECCION	2.603 VOLUMEN DE TRANSITO Y SUS CARACTERISTICAS	
2.603.1	VOLUMEN DE TRANSITO	
2.603.2	COMPOSICION DEL TRANSITO	
2.603.3	VARIACIONES CICLICAS DEL TRANSITO	
2.603.4	MEDICIONES DE TRANSITO	
2.603.5	PROYECCIONES DE TRANSITO	
2.603.6	VOLUMEN DE DISEÑO	
2.603.7	SOLICITACIONES PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS	
SECCION	2.604 ALCANCE DE LOS ESTUDIOS DE TRANSITO SEGUN NIVELES Y CARACTERISTICAS DEL PROYECTO	
2.604.1	ASPECTOS GENERALES	
2.604.2	PROYECTOS DE NUEVOS TRAZADOS	
2.604.3	PROYECTOS DE RECUPERACION DE ESTANDAR Y DE CAMBIO DE ESTANDAR	
CAPITULO	2.700 INGENIERIA BASICA – ASPECTOS AMBIENTALES	
SECCION	2.701 ASPECTOS GENERALES	
SECCION	2.702 ASPECTOS AMBIENTALES EN OTROS VOLUMENES DEL MANUAL DE CARRETERAS	
SECCION	2.703 MARCO LEGAL	
SECCION	2.704 CONCEPCION AMBIENTAL DE LOS PROYECTOS VIALES	
CAPITULO	2.800 PROCEDIMIENTOS DE TERRENO Y GABINETE PARA EL DESARROLLO DE ESTUDIOS VIALES	
SECCION	2.801 CRITERIOS Y PROCEDIMIENTOS BASICOS	
2.801.1	PROCEDIMIENTOS GENERALES APLICABLES A DIVERSOS NIVELES DE ESTUDIO	
2.801.2	CONTROLES DEL TRAZADO	
2.801.3	CRITERIOS GENERALES RELATIVOS A LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS	
2.801.4	TRAZADO DE EJES EN PLANTA Y RASANTE	
2.801.5	CARACTERIZACION DE MONOGRAFIAS EN PROYECTOS VIALES	
SECCION	2.802 ESTUDIO PRELIMINAR PARA PROYECTOS DE NUEVOS TRAZADOS	
2.802.1	ASPECTOS GENERALES	
2.802.2	DEFINICION PRELIMINAR DE LAS CARACTERISTICAS Y PARAMETROS DE DISEÑO	
2.802.3	IDENTIFICACION DE RUTAS POSIBLES	
2.802.4	ELECCION DE LA METODOLOGIA QUE SE UTILIZARA EN LOS SIGUIENTES NIVELES DE ESTUDIO	
2.802.5	INFORME FINAL DEL ESTUDIO PRELIMINAR PARA NUEVOS TRAZADOS	
SECCION	2.803 ESTUDIO PRELIMINAR PARA PROYECTOS DE RECUPERACION Y DE CAMBIO DE ESTANDAR	
2.803.1	ASPECTOS GENERALES	
2.803.2	DIAGNOSTICO DEL PROBLEMA	
2.803.3	DEFINICION PRELIMINAR DE ALTERNATIVAS DE SOLUCION	
2.803.4	ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD PARA PROYECTOS DE RECUPERACION Y DE CAMBIO DE ESTANDAR	
2.803.5	ELECCION DE LA METODOLOGIA QUE SE UTILIZARA EN LOS SIGUIENTES NIVELES DE ESTUDIO	

MOP – DGOP – DIRECCION DE VALIDAD – CHILE

PARA USO INTERNO DE LA DIRECCION DE VALIDAD - CHILE

VERSION DIGITAL CONSOLIDADA – MARZO 2008

VOLUMEN N° 2 Procedimientos de Estudios Viales	MANUAL DE CARRETERAS	INDICE Junio 2004
2.803.8	INFORME FINAL DEL ESTUDIO PRELIMINAR PROYECTOS DE RECUPERACION Y CAMBIO DE ESTANDAR	
SECCION	2.804 ANTEPROYECTO (ANT)	
2.804.1	ASPECTOS GENERALES	
2.804.2	SECUENCIA Y PROCEDIMIENTOS EN UN ANTEPROYECTO	
SECCION	2.806 ESTUDIO DEFINITIVO EN NUEVOS TRAZADOS	
2.806.1	ASPECTOS GENERALES	
2.806.2	ESTUDIO DEFINITIVO CON ESTACADO TOTAL (EDET)	
2.806.3	ESTUDIO DEFINITIVO CON ESTACADO PARCIAL (EDEP)	
SECCION	2.808 ESTUDIO DEFINITIVO PARA RECUPERACION DE ESTANDAR (RED)	
2.808.1	ASPECTOS GENERALES	
2.808.2	INGENIERIA BASICA	
2.808.3	DISEÑO FINAL O ESTUDIO DEFINITIVO	
SECCION	2.807 ESTUDIO DEFINITIVO PARA CAMBIO DE ESTANDAR (CED)	
2.807.1	ASPECTOS GENERALES	
2.807.2	METODOLOGIAS ALTERNATIVAS	
SECCION	2.808 ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS	
2.808.1	OBJETIVOS Y ALCANCES	
2.808.2	PROYECTOS ESPECIALES	
2.808.3	ESPECIFICACIONES TECNICAS	
2.808.4	CUBICACIONES	
2.808.6	PRESUPUESTOS	
SECCION	2.808 EXPROPIACIONES	
2.808.1	ASPECTOS GENERALES	
2.808.2	DETERMINACION DE LA FAJA AFECTADA	
2.808.3	ANTECEDENTES PARA LA EXPROPIACION DE LA FAJA	
CAPITULO	2.800 PLANOS, INFORMES Y DOCUMENTOS DEL ESTUDIO	
SECCION	2.801 OBJETIVOS Y ALCANCES	
2.801.1	ASPECTOS GENERALES	
2.801.2	FORMATOS DIGITALES PARA TEXTOS Y TABLAS	
2.801.3	FORMATOS DIGITALES PARA MODELOS DE TERRENO Y PLANOS	
2.801.4	MEDIOS MAGNETICOS DE RESPALDO	
SECCION	2.802 PLANOS	
2.802.1	ASPECTOS GENERALES	
2.802.2	TIPOS DE PLANOS Y ESCALAS SEGUN NIVEL DEL ESTUDIO	
2.802.3	CONTENIDO GRAFICO Y NUMERICO DE LOS PLANOS SEGUN NIVEL DE ESTUDIO	
SECCION	2.803 INFORMES Y DOCUMENTOS	
2.803.1	ASPECTOS GENERALES	
2.803.2	ESTRUCTURA DE LOS INFORMES	
2.803.3	CUADROS Y DOCUMENTOS COMPLEMENTARIOS	
SECCION	2.804 PLANOS A COLOR EN FORMATO A-3	
2.804.1	ASPECTOS GENERALES	
2.804.2	COLORES, TIPO DE LINEA Y ESPESORES	
2.804.3	ILUSTRACION GRAFICA DE PLANOS FORMATO A-3	

MOP – DGOP – DIRECCION DE VIALIDAD – CHILE

PARA USO INTERNO DE LA DIRECCION DE VIALIDAD - CHILE

- 3 – “Especificaciones técnicas para levantamientos topográficos para electrificación rural”. Norma de la Dirección General de Electricidad del Ministerio de Energía y Minas de Perú. Diciembre, 2003 (Tabla de Contenido).

Norma DGE "Especificaciones Técnicas para Levantamientos Topográficos para Electrificación Rural"		1 de 17
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS PARA ELECTRIFICACIÓN RURAL		
ÍNDICE		
		Página
<u>ASPECTOS GENERALES</u>		
1. ALCANCES		3
2. SUPERVISIÓN DE LOS TRABAJOS TOPOGRÁFICOS		3
3. RESPONSABILIDADES DEL CONSULTOR		4
4. AUTORIZACIÓN Y PERMISOS		4
5. EQUIPO DE TOPOGRAFÍA		4
6. CONDICIONES GENERALES PARA EL TRAZADO		4
6.1 Normas generales		4
6.2 Sistemas de Unidades		5
6.3 Sistema de referencia topográfico		5
6.4 Planificación		5
<u>ASPECTOS PARTICULARES</u>		
DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS TOPOGRÁFICOS		
A. LINEAS DE TRANSMISIÓN Y LINEAS PRIMARIAS		
1. Coordenadas, cotas, vértices y distancias taquimétricas		6
2. Levantamiento del perfil longitudinal		6
3. Perfiles laterales		6
4. Planimetría		6
5. Información complementaria		7
6. Levantamiento de quebradas profundas		7
7. Estacado y monumentación		8
8. Tolerancia		8
9. Determinación de coordenadas		9
9.1 Georeferenciación		9
9.1.1 Objetivo		9
9.1.2 Equipos		9
9.1.3 Personal		10
9.1.4 Metodología de trabajo		10
a. Criterios de georeferenciación		10
b. Procedimientos		10
10. Planos		10
10.1 Dimensiones de los planos		10
10.2 Escalas de los dibujos		11
10.3 Datos que deberán indicarse		11
10.3.1 En el perfil		11
10.3.2 En la franja planimétrica		11
10.3.3 Planos de curvas de nivel		11
11. Información que debe entregar el consultor		12
11.1 Datos de la poligonal		12

Norma DCE "Especificaciones Técnicas para Levantamientos Topográficos para Electrificación Rural"		2 de 17

11.2.	Datos de estacado de la poligonal	12
11.3.	Datos de la planimetría de la Línea	12
11.4.	Perfil del eje de la línea	13
11.5.	Archivos de planos	13
B.	LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DE PLANOS CATASTRALES	
1.	Objetivo	13
2.	Procedimiento	13
3.	Equipo de topografía	14
4.	Escalas	14
C.	LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO PARA SUBESTACIONES	
1.	Alcances	14
2.	Equipo	15
3.	Escalas	15
D.	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO PARA MENCENTRALES HIDROELECTRICAS	
1.	Alcances.	15
2.	Las áreas a cubrirse en el levantamiento topográfico.	16
2.1.	Zona de boca toma	16
2.2.	Canal de Conducción y desarenador	16
2.3.	Zona de cámara de carga, canal de desmasias, tubería de presión y casa de máquina	16
3.	Ubicación de los B.M. (Bench Mark).	17
4.	Estacado	17
5.	Escalas a utilizar	17
6.	Equipo a utilizar	17

4– Manual de especificaciones técnicas generales para construcción de carreteras no pavimentadas de bajo volumen de tránsito (EG-CBT 2008). Volumen I. Lima - Perú, marzo de 2008 (tabla de contenido).

MANUAL DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES PARA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS NO PAVIMENTADAS DE BAJO VOLUMEN DE TRÁNSITO	
Volumen I	
CONTENIDO	
Presentación	11
Generalidades	
01B Objetivos del manual y criterios básicos	15
02B Condiciones en licitaciones y en obras por administración directa.....	24
03B Control de calidad de insumos y materiales 04b control de calidad de las partidas de obra.....	28
04B Control de calidad de las partidas de obra	34
05B Relaciones legales y responsabilidad ante el público 06b desarrollo y progresión de la obra.....	60
06B Desarrollo y progresión de la obra	73
07B Medición y pago.....	78
08B Disposiciones de seguridad laboral.....	81
09B Salubridad.....	84
 CAPÍTULO 1: TRABAJOS PRELIMINARES	
101B Movilización y desmovilización de equipo.....	91
102B Topografía y georeferenciación	93
103B Mantenimiento de tránsito y seguridad vial durante la ejecución de la obra..	109
104B Campamentos y obras provisionales	108
 CAPÍTULO 2: MOVIMIENTO DE TIERRAS	
201B Desbroce y limpieza	117
202B Demolición y remoción	123

Contenido

205B	Excavación para explanaciones.....	132
206B	Remoción de derrumbes	144
210B	Terraplenes	148
211 B	Pedraplenes.....	158
220B	Preparación y mejoramiento de suelos de la capa de subrasante	166
230B	Desquinche de taludes	172

CAPÍTULO 3: CAPAS DE AFIRMADO, MACADAM GRANULAR, SUELOS ESTABILIZADOS Y OTRAS SUPERFICIES DE RODADURA

300B	Disposiciones generales para la ejecución de afirmados, macadam granular, suelos estabilizados y otras superficies de rodadura	177
301B	Capa anticontaminante.....	189
302B	Afirmado	192
306B	Suelo estabilizado con cemento Portland	198
307B	Suelo estabilizado con cal	211
308B	Suelo estabilizado con productos químicos y multienzimáticos orgánicos...	221
309B	Suelo estabilizado con sal (Cloruro de sodio)	230
310B	Suelo estabilizado con grava	241
315B	Imprimación reforzada	246
320B	Macadam granular	256
325B	Empedrados	265
330B	Adoquinados	269
350B	Separación de suelos de subrasante y capas granulares con geotextil ...	277

Los capítulos 4 y 5 no corresponden a este manual por tratarse de pavimentos flexibles y rígidos respectivamente

5– Ejecución de levantamiento topográfico” Asociación Brasileira de Normas Técnicas NBR 13133 de mayo de 1994 (tabla de contenido).

SUMÁRIO

- 1 Objetivo
 - 2 Documentos complementares
 - 3 Definições
 - 4 Aparelhagem
 - 5 Condições gerais
 - 6 Condições específicas
 - 7 Inspeção
 - 8 Aceitação e rejeição
- ANEXO A - Cadernetas de campo e monografias
- ANEXO B - Convenções topográficas
- ANEXO C - Cálculo do desvio-padrão de uma observação em duas posições da luneta, através da DIN 18723

6– “Manual of standard practice”, Alberta Land Surveyors’ Association (ALSA), Alberta, Canadá (tabla de contenido).

Table of Contents

<u>PART A:</u>	INTRODUCTION	1
<u>PART B:</u>	STANDARDS OF PRACTICE	2
<u>Section 1:</u>	Code of Ethics	3
	1 The Code	3
	2 (1) Duty to Personnel	3
	(2) Professional Impropriety	4
	(3) Professional Confidences	5
	(4) Professional Judgement	5
	(5) Integrity and Competence	6
	(6) Dignity of the Profession	7
	(7) Professional Services	7
	(8) Unauthorized Practice	8
<u>Section 2:</u>	Advertising Guidelines	10
	2.1 Advertisements	10
	2.2 Vehicle Signage	10
<u>Section 3:</u>	Technical Services Sub-Contracting	11
<u>PART C:</u>	GENERAL STANDARDS AND PROCEDURES	12
<u>Section 1:</u>	Measurements and Accuracies	12
	1.1 Method of Misclosure	12
	1.2 Method of Least Squares	12
	1.3 New Surveys	13
	1.4 Prior Surveys	13
	1.5 Verifying Work	13
	1.6 Wellsite Surveys	14
<u>Section 2:</u>	Measurements and Accuracies for GNSS Surveys	15
	2.1 Sources of Error in GNSS Measurements	15
	2.2 Accuracy Guidelines for GNSS Surveys	16
<u>Section 3:</u>	Boundaries and Monumentation	17
	3.1 Recommended Monuments	17
	3.2 Monuments	18
	3.3 Marker Posts and Bearing Trees	18
	3.4 Intersections	18
	3.5 Frequency of Monumentation	19
	3.6 Countersinking Monuments	19
	3.7 Boundary Types	19
	3.8 Permit Number	19
	3.9 Establishment of Monuments Plan	19



Table of Contents

3.10	Wellsites and Related Facilities.....	19
3.11	Iron Post Markings	20
3.12	Alberta Survey Control Marker Condition Reports	20
Section 4:	Natural Boundaries.....	21
4.1	Common Law	21
4.2	Riparian Rights.....	22
4.3	Locating Natural Boundaries.....	23
Section 5:	Retracement, Restoration, and Re-Establishment.....	24
5.1	Research	24
5.2	Hierarchy of Evidence	25
5.3	Verbal Evidence	25
5.4	Coordinates	25
5.5	Conflicting Evidence.....	26
5.6	Witness Monuments	26
5.7	Original Field Notes	26
5.8	Lost Monuments on Subdivision Surveys	27
5.9	Lost Monuments on Township Surveys	27
5.10	Restoration of Monuments	28
5.11	Re-Establishment of Curves.....	28
Section 6:	Field Notes	29
6.1	Systematic Records	29
6.2	Content of Field Notes.....	29
6.3	No Changes to Field Notes	29
6.4	Remote Positioning Data.....	29
Section 7:	Integrated Surveys	30
7.1	Requirements	30
7.2	Plan of Survey	30
7.3	Field Measurements	30
7.4	Non-Monumented Survey	31
7.5	Plan of Non-Monumented Survey	31
Section 8:	Director of Surveys Road Allowance Policy.....	32
8.1	66-Foot and 99-Foot Road Allowances.....	32
8.2	Guidelines for Partially Surveyed Townships	33
	Partially Surveyed Township Diagram	33
8.3	Guidelines for Correction Lines	34
	Correction Line Diagram	34
PART D:	STANDARD PRACTICE FOR SURVEYS AND PLANS.....	35
Section 1:	General Requirements for Plans.....	35
1.1	Method Used to Re-Establish Corners.....	36
1.2	Datum or Origin for Bearings and Coordinates	36
1.3	Tie Measurements.....	37



Table of Contents

1.4	Curve Data	37
1.5	Closures	37
Section 2:	Subdivision Surveys	38
2.1	Statutory Requirements.....	38
2.2	Delayed Posting	38
Section 3:	Strata and Condominium Surveys	40
Section 4:	Right-of-Way Surveys	41
4.1	Posting Requirements	41
4.2	Termination on Unsurveyed Quarter Line	42
4.3	Calculated Distances to Unsurveyed Boundaries	42
4.4	Right-of-Way Widths	42
4.5	Cancelled or Abandoned Plans.....	42
4.6	Partial Abandonment of Road	42
4.7	Tie-Backs.....	43
4.8	Markings on Monuments	43
4.9	New Railway Surveys	43
4.10	Spiral Curve Replacement	44
	Spiral Curve Replacement Table	44
4.11	Three Types of Spiral Curve	45
	Symbols	45
	1. Sullivan Spiral	46
	2. Searles Spiral.....	47
	3. Holbrook Spiral	48
4.12	Definition of Railway Tangent.....	49
4.13	Rail Line As-Located Surveys	49
4.14	Railway Centreline	49
4.15	Facility Surface Lease	49
Section 5:	Wellsite and Public Land Dispositions	50
5.1	Environmental Conditions Affecting Well Licensing	50
5.2	Reference Boundary	50
5.3	Surveys Act	51
5.4	Wellsite Control Plans	51
5.5	Monumentation.....	51
5.6	Accuracies	51
5.7	Wellsite Plan Requirements	52
5.8	Public Land Dispositions Except Licence of Occupation (LOC)	53
5.9	Remote Sensing for Public Land Dispositions and Wellsites on Private Land.....	55
5.10	Licence of Occupation (LOC) Linear Public Land Dispositions	56
5.11	Wellsite Disposition Plan Amendments for Mineral Surface Leases (MSLs).....	57
Section 6:	Other Surveys in Unsurveyed Territory	58



Table of Contents

<u>Section 7:</u>	Descriptive Plans	59
	7.1 Subdivisions	59
	7.2 Natural Boundaries.....	59
	7.3 Field Inspection Statement.....	59
<u>Section 8:</u>	Real Property Reports	60
	8.1 Definition of Improvement	60
	8.2 Surveys Act	60
	8.3 Research	60
	8.4 Plan Requirements	61
	8.5 Improvements	62
	8.6 Rural Real Property Reports	63
	8.7 Updated and Re-Issued Reports.....	63
	8.8 Authentication.....	63
<u>Section 9:</u>	Official Surveys.....	64
	9.1 Provincial Lands	64
	9.2 Canada Lands	64
<u>Section 10:</u>	Construction Layout Surveys	65
<u>Section 11:</u>	Geometrical Deformation Survey Guidelines	66
	11.1 Expectations and Requirements	66
	11.2 Network Design Monitoring	66
	11.3 Monumentation.....	66
	11.4 Equipment	66
	11.5 Observation Procedures.....	66
	11.6 Data Analysis.....	67
	11.7 Reporting	67
<u>Section 12:</u>	Métis Settlements Land Registry	68
<u>PART E:</u>	APPENDICES.....	69
<u>Section 1:</u>	ALS Certifications.....	69
	Alberta Land Surveyor's Real Property Report.....	70
	ALS Certification for Wellsites on Private Land	72
<u>Section 2:</u>	References	73
<u>Section 3:</u>	Glossary	75
<u>INDEX</u>	78

7–Pliego de Condiciones Técnicas para trabajos de UTE. Línea de 500kv que va de San Carlos (Maldonado) hasta Melo, llegando a la convertidora de frecuencia, y luego continúa hasta la frontera con Brasil (extracto).

[...]

3.1 DESCRIPCIÓN DE LAS TAREAS

- Anteproyecto de trazado con preparación de mosaicos a partir de imágenes satelitales suministradas por Google Earth.
- Proyecto con elección definitiva del trazado, que deberá ser aprobado por la Gerencia de Estudios y Proyectos de la Dirección de Transmisión.
- Confección de la poligonal que forma el trazado del eje de la línea, con determinación de los ángulos de la poligonal en cada vértice.
- Amojonamiento y Señalización en el terreno de los vértices y mojones intermedios intervisibles de a dos.
- Descripción de la manera más cómoda de acceder a cada vértice y balizamiento de los mismos.
- Densificación del amojonamiento y estaqueado, y demás tareas de señalización.
- Relevamiento Planialtimétrico de una faja de 60m de ancho para líneas 150KV y de 80m de ancho para líneas de 500KV cuyo eje coincida con el eje del trazado.
- Levantamiento del perfil longitudinal del trazado de la nueva línea.
- Levantamiento de los perfiles transversales necesarios sólo cuando la pendiente transversal así lo requiera.
- Obtención de datos topográficos-catastrales para la confección de planos de mensura.
- Obtención de los padrones afectados por la servidumbre de la línea en la Oficina de Catastro.
- Obtener la información de propietarios de los predios afectados, del Registro de Propiedad Inmueble.
- Representación gráfica, clara y precisa, de todos los relevamientos efectuados.

[...]