

1



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

“METODOS TOPOGRAFICOS Y GEODESICOS EMPLEADOS EN EL LEVANTAMIENTO DEL POBLADO DE TLAYACAPAN, EDO. DE MORELOS”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO TOPOGrafo Y GEODESTA
P R E S E N T A N :
ADRIAN BALTAZAR GONZALEZ
GONZALO MIRANDA ROSAS



280217

2000



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.

FACULTAD DE INGENIERIA

**"METODOS TOPOGRAFICOS Y GEODÉSICOS EMPLEADOS EN EL
LEVANTAMIENTO DEL POBLADO DE TLAYACAPAN,
EDO. DE MORELOS."**

TESIS

Que para obtener el Titulo de
Ingeniero Topógrafo y Geodesta.

Presentan:

Adrian Baltazar González.
Gonzalo Miranda Rosas.

Sinodales:

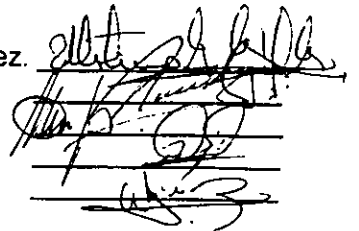
Ing. Ubertino González González.

Ing. Victor Robles Almeraya.

Ing. Rafael Ochoa López.

Ing. Adolfo Reyes Pizano.

Ing. Benito Gómez Daza.





UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTTT/122/98

Señor
ADRIAN BALTAZAR GONZALEZ
GONZALO MIRANDA ROSAS
Presentes

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. UBERTINO GONZALEZ GONZALEZ**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de **INGENIERO TOPOGRAFO Y GEODESTA**.

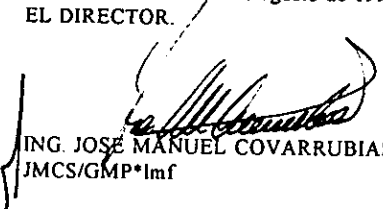
"METODOS TOPOGRAFICOS Y GEODESICOS EMPLEADOS EN EL LEVANTAMIENTO DEL POBLADO DE TLAYACAPAN, EDO. DE MORELOS"

- INTRODUCCION**
- I. PLANEACION DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO**
 - II. ESTUDIOS PRELIMINARES**
 - III. DETERMINACION EN EL TERRENO DE LA LINEA BASE**
 - IV. CONTROL PLANIMETRICO**
 - V. CONTROL ALTIMETRICO**
 - VI. PROCESAMIENTO DE DATOS Y DIBUJO**
- CONCLUSIONES**

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 31 de agosto de 1998.
EL DIRECTOR.


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
JMCS/GMP*lmf

Dedicado

A la familia quien nos apoyo en la vida.

Cada paso que da uno es un
paso menos hacia donde se
quiere llegar.

“METODOS TOPOGRAFICOS Y GEODESICOS EMPLEADOS EN EL LEVANTAMIENTO DEL POBLADO DE TLAYACAPAN, EDO. DE MORELOS”

INTRODUCCION.

Marco Histórico.....	1
Recursos económicos y necesidades.....	3
El estudio topográfico como parte de la solución a los problemas municipales.....	5

I.- PLANEACION DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO.

I.1.- Alcance de los objetivos.....	8
I.2.- Obtención y análisis de la información inicial.....	9
I.3.- Programa de actividades, planeación y control de recursos humanos, equipo y materiales.....	10

II.- ESTUDIOS PRELIMINARES.

II.1.- Importancia de un marco de referencia. Ubicación de una línea de partida.....	14
II.2.- Reconocimiento de Campo.....	17
II.3.- Instrumental topográfico.....	18
II.4.- Ajuste de los instrumentos topográficos.....	19

III.- DETERMINACION EN EL TERRENO DE LA LINEA BASE.

III.1.- Orientación astronómica.....	35
III.1.1.- Principios de la orientación astronómica.....	36
III.1.2.- Aparatos y metodología.....	39
III.1.3.- Obtención y cálculo de datos.....	43
III.1.4.- Resultados.....	59
III.2.- Posicionamiento de una línea base empleando el Sistema de Posicionamiento Global.....	60
III.2.1.- Descripción del sistema de Posicionamiento Global.....	61
III.2.2.- Metodología y planeación de la misión.....	64
III.2.3.- Posicionamiento y post-procesamiento global.....	70
III.2.4.- Resultados.....	76
III.3.- Análisis y comparación de los resultados obtenidos entre ambos métodos.....	77

IV.- CONTROL PLANIMETRICO.

IV.1.- Control planimétrico de primer orden.....	80
IV.1.1.- Metodología y levantamiento planimétrico de la poligonal principal.....	81
IV.1.2.- Cálculo y ajuste de los datos de la poligonal principal.....	83

IV.2.- Control planimétrico de segundo orden.....	95
IV.2.1.- Poligonales secundarias.....	95
IV.2.2.- Métodos de radiaciones.....	102
IV.2.3.- Importancia de la realización de los croquis.....	107
IV.3.- Empleo de la tecnología actual en los levantamientos.....	109
IV.3.1.- Estaciones T-1600 y TC-600 Wild, Estaciones Totales.....	110

V.- CONTROL ALTIMETRICO.

V.1.- Planeación de la red de bancos de nivel.....	116
V.1.1.- Precisión y ajuste de las nivelaciones.....	118
V.1.2.- Nivelaciones de la poligonal principal.....	120
V.1.3.- Nivelaciones de las poligonales secundarias.....	125
V.1.4.- Nivelaciones con las estaciones totales.....	126

VI.- PROCESAMIENTO DE DATOS Y DIBUJOS.

VI.1.- Presentación de los datos finales.....	129
VI.2.- Clasificación de la información obtenida.....	131
VI.3.- Dibujo automatizado de los planos.....	138
VI.3.1.- El uso de la computadora en el dibujo de los planos.....	138
VI.3.2.- Tipo de software empleado.....	139
VI.3.3.- Clasificación y Obtención de planos.....	141

CONCLUSIONES.....	143
--------------------------	------------

BIBLIOGRAFIA.....	147
--------------------------	------------

INTRODUCCIÓN

Marco Histórico.

El poblado de Tlayacapan se encuentra ubicado dentro de la zona Norte del Estado de Morelos y es la cabecera del municipio de Tlayacapan, su nombre proviene de la lengua Nahuatl y significa:

TLALL:	TIERRA.
YACATL:	TERMINACIÓN.
PAN:	SOBRE O ENCIMA.

Por lo que se le conocía como **"SOBRE LA PUNTA DE LA TIERRA"**.

El municipio se ubica geográficamente entre los paralelos 18° 57' 12" de latitud Norte y los 98° 59' 00" de longitud Oeste del meridiano de Greenwich, a una altura de 1630 m sobre el nivel medio del mar, tiene una superficie de 52.136 km. cuadrados , cifra que representa el 1.05% del territorio del estado de Morelos.

Los primeros habitantes del área fueron Olmecas, quienes durante el siglo XV fueron sometidos por los Aztecas, así mismo los pueblos de los altos, dependieron de Xochimilco. Su actividad comercial era relevante, pues el lugar era el paso obligado del camino hacia Tenochtitlán y las regiones del Sur.

En la época de la Conquista, Tlayacapan fue sometida en 1522 por Hernán Cortés. En 1539, el Virrey Antonio de Mendoza lo dotó de tierras, en 1786 al dividirse la Nueva España paso a formar parte de la provincia de México. La evangelización fundó la primera Iglesia en 1534, más tarde en 1554 se convirtió en convento con la construcción de edificios adicionales. En esta misma época fueron construidos otros edificios para el culto de la religión católica. Se erigieron 36 construcciones de menor magnitud que el mencionado, y recibieron el nombre de capillas

pozas, distribuidas por los diferentes barrios que conformaban el pueblo, y con ellas se llevó a cabo la consolidación de la religión cristiana entre los indígenas.

Tlayacapan arrendó a la Hacienda de San Carlos Borromeo, las tierras de Cacahuatlán y luego la Hacienda desconoció la propiedad que los indígenas tenían sobre esas tierras, esto dio origen a un sonado litigio que se abrió ante el juzgado de primera instancia de Yautepec, por Tlayacapan, ganado en 1874, con magníficos y muy buenos alegatos.

Más tarde el general Porfirio Díaz presidente provisional de la república, en 1876 impidió que se hiciera justicia al pueblo de Tlayacapan, no obstante que tenía ganado el pleito, de esta manera la Hacienda de San Carlos se posesionó de las tierras de Cacahuatlán. Fue hasta el año de 1915 durante la revolución, cuando Tlayacapan tomó nuevamente posesión de esas tierras y, en 1929, legalmente se le restituyeron en forma definitiva.

El municipio colinda al Norte con Totolapan y Tlalnepantla, por el Sur con Yautepec, por el Este con Atlatlahuacán y Totolapan y al Oeste con Tepoztlán, cuenta con una población actual de 12,000 habitantes, se encuentra rodeado por varios cerros que pertenecen a la cordillera del Ajusco, dentro de los cerros más importantes son el Ayotzin que cuenta con una altura de 2,124 m, los cerros del Citlaltepétl, Sombrerito y Tepetlipan, los cuales tienen aproximadamente 1,850 m de altura; en tiempos de lluvia la precipitación pluvial es muy alta, ya solo la barranca de Tlalnepantla que cruza todo el pueblo almacena cerca de 100,000 metros cúbicos de agua, la temperatura del lugar oscila entre los 19 y los 37 grados centígrados, por lo que su clima se considera templado.

Tradiciones y costumbres:

En el año de 1870, un grupo de jóvenes con el fin de divertirse, se organizaron formando una cuadrilla que al son de botes viejos, gritos y silbidos, brincaban y danzaban en forma espontánea por las calles, tapados de la cara con pañuelos o pedazos de tela y vestidos con ropa vieja y rota. A estos hombres les dieron el nombre de "huehuenchis" palabra que en Nahuatl significa "viejos con ropa usada y desgarrada".

El pueblo de Tlayacapan se dio cuenta que esta danza no solo divertía a los participantes, sino también gozaban los niños y los ancianos; por lo tanto se volvió a organizar con más

entusiasmo en el año de 1871 y desde entonces se viene celebrando en forma tradicional al iniciarse la cuaresma, o sea los días domingo, lunes y martes de carnaval, terminando el miércoles de ceniza.

La celebración importante del pueblo es el día 24 de junio fiesta patronal de San Juan Bautista y cuenta con eventos de danza de chinelos, toros, carreras de caballos y una kermesse.

Recursos económicos y necesidades.

Clasificación y uso del suelo.

El municipio cuenta con una superficie de 52.13 kilómetros cuadrados, de los cuales en forma general se utilizan: 3,300 hectáreas para uso agrícola, 600 hectáreas para uso pecuario y 2,618 hectáreas para uso forestal. En cuanto a la tenencia de la tierra se puede dividir en: 938 hectáreas de propiedad ejidal.

Como el poblado es la cabecera del municipio, existen gran cantidad de viviendas, aproximadamente 2,414 y en promedio la habitan 5 personas por vivienda. Los materiales predominantes con los que hacen sus construcciones van desde tierra, madera hasta llegar al cemento y la varilla, y el nivel de las casas va de uno a dos plantas. Así mismo, cuenta con los principales servicios que son agua entubada, drenaje, energía eléctrica, etc.

Servicios.

Por lo que respecta al agua entubada (según estadísticas del INEGI de 1997) de 2,414 casas, se tiene que 422 tienen agua dentro de la vivienda, 1,337 fuera de la vivienda pero dentro del terreno y 5 de llave pública o hidrante. Así mismo, Tlayacapan cuenta con cuatro pozos profundos que son sus fuentes de abastecimiento, con un volumen de extracción de 41 litros por segundo.

La gran mayoría de las viviendas dispone de energía eléctrica, se estima que se tienen 1,547 tomas de energía eléctrica con una longitud de 29.6 kilómetros, con 6 localidades en servicio; 964 casas cuentan con drenaje conectado a la red pública, 506 casas a fosas sépticas, 77 con

desagüe a grieta o barranca, y 865 no disponen de drenaje. El municipio cuenta con una planta de tratamiento de aguas residuales con una capacidad de 4 litros por segundo.

Así mismo, cuenta con áreas públicas, recreativas, sistema de recolección de basura, servicios médicos pertenecientes al IMSS y al ISSTE, red de carretera troncal federal pavimentada y red carretera federal de cuota, así como dos camiones de pasajeros. En educación cuenta con escuela preescolar, primaria, secundaria y bachillerato, más de la mitad de la población sabe leer y escribir, una agencia del ministerio público, un mercado público, otro sobre ruedas y un rastro.

Actividades económicas.

Su actividad económica principal es la agricultura. Dentro de esta, sus principales cultivos son: maíz, frijol, arroz, sorgo, tomate, aguacate, mango y avena forrajera. En ganadería se cría ganado bovino, porcino, caprino, ovino y caballar a pequeña escala, también se explota la avicultura y la apicultura.

Dentro del ramo turístico: para los conocedores de la arquitectura del siglo XVI Tlayacapan es visitado constantemente por excursiones culturales, para admirar su convento y sus capillas. Existe un museo el convento de San Juan Bautista en donde se exponen las momias descubiertas en el año de 1982, son de gran interés por los bellos vestidos de dos de ellas que corresponden a niños. Con lo cual los turistas dejan beneficios económicos al poblado.

Otra de las actividades importantes es la artesanal ya que la cerámica en macetas, alcancías, figuras, ollas de todos tamaños, comales, jarros, cazuelas, y bajillas son completamente de barro vidriado y con tintes de gran colorido. Este mercado se encuentra de paso para todas las personas del D.F. que van a los centros vacacionales con los que cuenta el Estado de Morelos.

Sus calles principales están revestidas de cemento, y existen otras en la periferia que se encuentran empedradas o son de terracería.

Debido a la ubicación, clima y cercanía con la capital de la República Mexicana, se ha incrementado la población (que es de alrededor de 300 personas por año), y por lo mismo de la expansión del poblado, esto hace indispensable la realización de un plano topográfico actualizado a efecto de llevar a cabo la planeación de recursos y la instalación de los servicios indispensables para la población.

El estudio topográfico como parte de la solución a los problemas municipales.

Según el significado etimológico de la topografía (esta proviene de Topos, lugar y graphos, escribir) es la ciencia que se ocupa de la medida y representación gráfica de una porción de tierra, más o menos extensa ocupándose de detallar la planimetría y altitud.

También se le considera al estudio topográfico, como la representación gráfica a escala del terreno con todos los detalles naturales o creados por la mano del hombre determinado en tres dimensiones. Así mismo, la topografía es la ciencia que se encarga de emplear métodos para ubicar puntos en el espacio.

Se denomina levantamiento al conjunto de operaciones necesarias para representar en el plano, por lo que todo levantamiento ha de hacerse con la precisión indicada. El propósito del proyecto, sirve para diferentes tipos de trabajos que se requerirán en el pueblo. Además ha servido como tema de la presente tesis, esperando que las experiencias asimiladas durante la realización del presente estudio les dé una visión general a los nuevos alumnos de la carrera de Ingeniero Topógrafo y Geodesta, en lo que es una de las ramas de las cuales se ocupa.

Por lo tanto el estudio topográfico se considera como la determinación de una extensión del terreno tanto sobre, por encima y debajo de la superficie terrestre, representada sobre un plano con todos los detalles y accidentes naturales o creados por la mano del hombre..

Los planos topográficos son requisito absoluto e indiscutible ya que es necesario disponer de una representación fiel y exacta del terreno con la mayor precisión y variedad posible, debiendo corresponder esta función a las autoridades del estado de Morelos.

Además la topografía es importante en muchas ramas de la ingeniería, donde se requiere de una representación gráfica del terreno, de levantamientos antes, durante y después de la planeación y construcción de proyectos tales como: vías terrestres carreteras, vías férreas, puentes, presas, en planes de urbanismo, trazado de carreteras, expropiación de terreno ocupado por obras públicas o como en este caso para la instalación de la red de agua potable, drenaje, luz eléctrica y pavimentación de calles, etc. Así como en proyectos municipales en donde las grandes aglomeraciones urbanas se hacen cada vez mayores, esto hace urgente la necesidad de nuevas obras, y con los planos y el auxilio de la topografía se trazan las redes de alcantarillado, sistemas viales de tránsito rápido, sistemas de aprovisionamiento de agua potable, eliminación de aguas negras, líneas de transmisión de electricidad y líneas de transmisión de telefonía, así como para los estudios urbanos para la ubicación de nuevas plazas, parques, zonas verdes o jardines, mercados, hospitales, etc.

Y que necesitan el conocimiento exacto de las vías públicas en el suelo y el subsuelo, y es bien seguro que lo que se gaste en estos proyectos, el estado se remunera con creces debido a la seguridad que proporcionan en la concepción y evaluación de los trabajos y la facilidad que prestan a su ejecución.

Debido a esto surgen los trabajos realizados y que a continuación se tratarán de explicar con motivo del tema de esta tesis, así mismo se explicarán los métodos topográficos y geodésicos empleados, con los cuales se realizó el plano del poblado de Tlayacapan.

El presente proyecto se inició con el reconocimiento del lugar, de acuerdo a la información que fue proporcionada por las autoridades del Estado de Morelos, después se realizó un estudio preliminar del lugar, así como la preparación del equipo, los recursos humanos y financieros, así como los diferentes métodos de trabajo que se requirieron durante el desarrollo del levantamiento topográfico.

Para la realización del control Planimétrico, se levantó, una poligonal principal y seis poligonales auxiliares, estas sirvieron de base para la comprobación y cierre de las manzanas del pueblo.

En el control Altimétrico se llevaron a cabo diferentes métodos: nivelación compuesta con doble altura de aparato, nivelación diferencial y la de coordenadas con el empleo de las estaciones totales, después se obtuvieron los resultados, así como el post-procesamiento de todos los datos de campo tanto en libretas, como con el diferente equipo computarizado que se empleo.

Lo anterior dió como resultado varios planos con información tanto planimétrica como altimétrica, y de las instalaciones municipales con las que cuenta el poblado.

I.- PLANEACION DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO.

I.1.- Alcance de los objetivos.

El inicio fundamental de cualquier proyecto de ingeniería, es la necesidad de plantearse las metas u objetivos, ya que son la base para trazar los planes y programas útiles para cumplir dichos objetivos. Primero se analizaron las necesidades que tenían las autoridades del Estado de Morelos.

Con el objeto de cumplir con las necesidades básicas de servicios que debe brindar el municipio, este requiere del plano topográfico del poblado, para conocer su estado actual, de las instalaciones municipales (pozos de visita, registros de agua, postes de luz, postes de teléfonos, etc.) con las que cuenta, así como saber el estado altimétrico de la zona y además tener diferentes bancos de nivel en lugares estratégicos para llevar a cabo el control dentro del poblado.

Así el plano topográfico sirve para analizar los nuevos asentamientos que se están desarrollando actualmente alrededor del municipio, y de esta manera planear y programar los diferentes tipos de obras que se requerirán para las nuevas colonias.

Son importantes en la planeación del trabajo las siguientes acciones:

- 1.- La determinación de un marco de referencia (con el fin de dar orientación y localización a las construcciones e instalaciones municipales).
- 2.- Un levantamiento planimétrico que señale las construcciones, accidentes topográficos y las instalaciones municipales.
- 3.- Un levantamiento altimétrico que sirva de base para la representación gráfica de curvas de nivel, así mismo la obtención de cotas en bocacalles y puntos en lugares referenciados que sirvan como bancos de nivel.
- 4.- La representación gráfica de los resultados obtenidos a partir de los datos planimétricos y altimétricos sobre un plano.

Tomando en consideración las actividades anteriores, la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, designó al Departamento de Topografía la tarea de realizar el proyecto, con el fin de cumplir con las prácticas generales que se llevan a cabo dentro del programa de la carrera de Ingeniero Topógrafo y Geodesta, y brindar una oportunidad a los alumnos de obtener la experiencia necesaria para elaborar un trabajo profesional.

1.2.- Obtención y análisis de la información inicial.

El siguiente paso consistió en la obtención de la información del lugar donde se ha de realizar el estudio topográfico, esto es con la finalidad de conocer el tipo de terreno que tiene el lugar.

Fue necesario obtener información de planos topográficos anteriores, fotografías aéreas y otro tipo de información del lugar. La información que se obtuvo consistió en dos planos topográficos y la localización de un banco de nivel que se encuentra en el cruce de las calles Narciso Mendoza y Guadalupe Victoria, el cual se encuentra sobre un puente, la elevación de dicho banco de nivel es 1632.070 metros sobre el nivel medio del mar, la cual fue proporcionada tanto por las autoridades del estado así como por las del municipio.

I.3.- Programa de actividades, planeación y control de recursos humanos, equipo y materiales.

Conforme al análisis anterior la siguiente fase consistió en la elaboración de un programa de trabajo:

- 1.- Reconocimiento (Revisión del lugar, así como la colocación de vértices de la poligonal principal).
- 2.- Orientación Astronómica.
- 3.- Posicionamiento GPS.
- 4.- Levantamiento de la poligonal principal.
- 5.- Levantamiento de poligonales secundarias y de tercer orden, medición de radiaciones.
- 6.- Nivelación.
- 7.- Levantamiento y nivelación de barrancas.
- 8.- Procesamiento de datos y dibujo.

De acuerdo a las actividades mencionadas fué necesario contar con personal capacitado, así como de equipo topográfico moderno, indispensable para este tipo de trabajos. La mayoría de los recursos fueron proporcionados por la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, dentro de los cuales destacan:

A) El personal, gente en la cual se pueda confiar y que tenga conocimiento técnicos sobre aspectos topográficos; para esto se contó con la participación de alumnos de la carrera de Ingeniero Topógrafo y Geodesta de la Facultad de Ingeniería de la (UNAM) que cursan el octavo semestre.

B) El equipo, proporcionado por el gabinete de topografía de la Facultad, el cual cuenta con equipos electrónicos modernos, que facilitaron las labores de medición y almacenamiento de datos para su posterior proceso de cálculo y dibujo.

C) Transporte.

D) Los recursos económicos, fueron aportados en parte por la Facultad y el alojamiento fue proporcionando por las autoridades de Tlayacapan.

E) Otros materiales empleados para la señalización de los vértices, tales como varillas, clavos, pintura, martillos, cepillos, brochas, aguarrás, y otros.

Una vez resueltos los recursos humanos, equipo y materiales, queda por último llevar a cabo la calendarización de las actividades.

Estimación efectiva de la duración de cada actividad:

1.- Reconocimiento.	2 días
2.- Orientación astronómica.	2 días
3.- Posicionamiento GPS.	1 día
4.- Levantamiento de la poligonal principal	4 días
5.- Levantamiento de las poligonales secundarias y de tercer orden así como medición de radiaciones.	13 días
6.- Nivelación de calles.	5 días
7.- Levantamiento y nivelación de barrancas.	15 días
8.- Procesamiento de datos y dibujo.	35 días

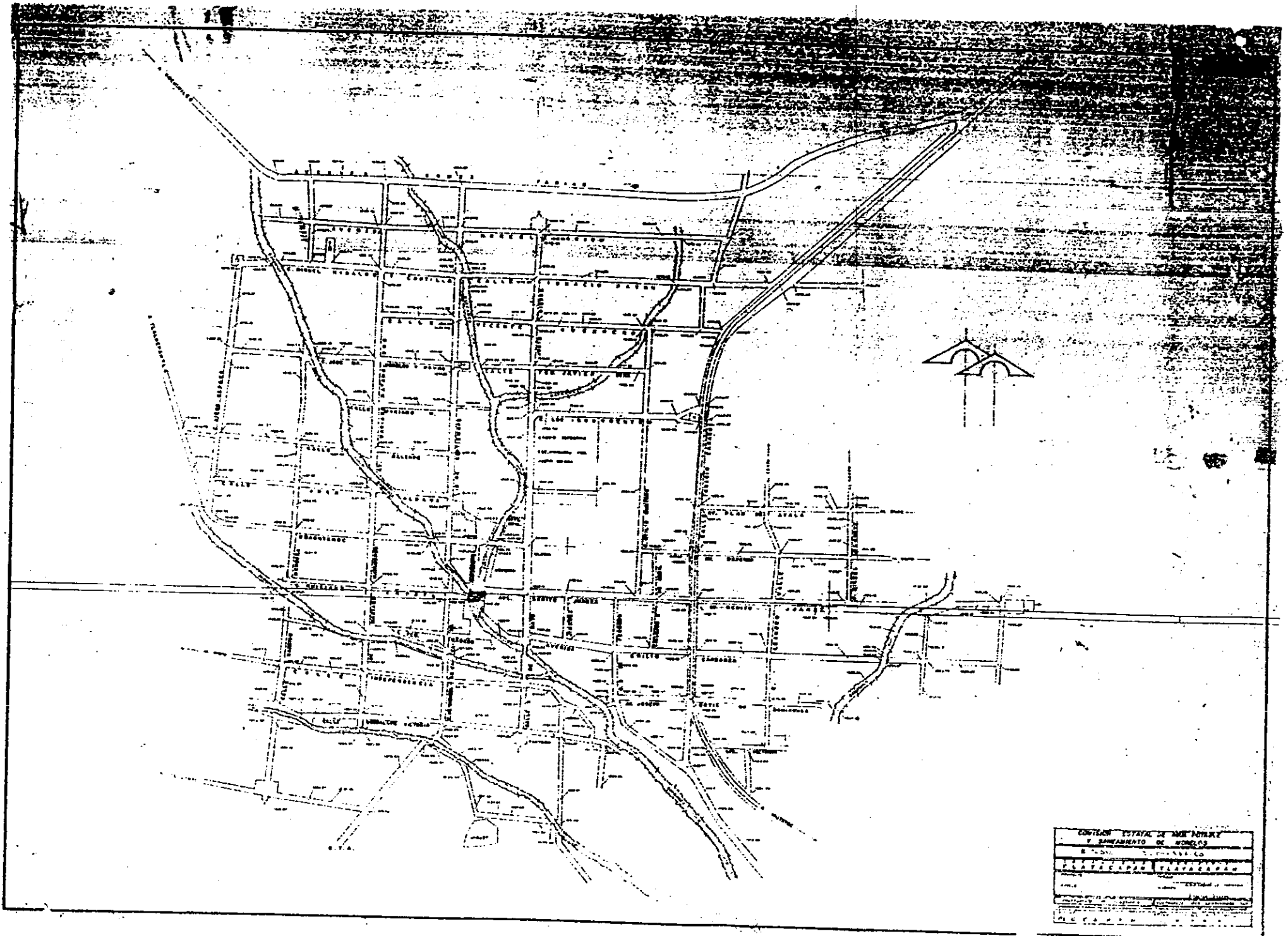
Por medio de un diagrama de barras se programaron las diversas actividades del proyecto. Este tipo de diagramas cuentan con la ventaja de medir objetivamente la duración de cada etapa de trabajo que es realizado, así como la fecha de inicio y término del proyecto.

En la gráfica se debe analizar la secuencia de ejecución de cada etapa, pudiendo realizar dos actividades o más, al mismo tiempo, de acuerdo a la disponibilidad del personal que se tenga a cargo. El retraso de alguna de las actividades ocasiona que se retrase otra actividad y esto provoca que el tiempo programado del proyecto también se altere. Por lo que para tratar de compensar algún retraso se debe atrasar la terminación del trabajo o acelerar todas las actividades para así cumplir con el programa en tiempo.

El personal y el equipo que componen una brigada de estudio pueden variar según los medios con los que se disponga y el fin que se persiga. Por ejemplo en el caso del estudio de los grandes trazos de las vías férreas puede llevarse a cabo con varias brigadas o equipos distintos, provistos de aparatos de precisión y de gran número de peones, mientras que para el estudio de un pequeño trazado de un camino vecinal o para un levantamiento de un plano de agrimensura basta con un operador y dos personas.

Sin embargo, los diagramas de barras tienen el defecto de sólo dividirse en actividades principales a la planeación y programación por lo que se deja a cargo del personal directivo secundario la tarea de decidir las actividades menores, por lo que dicho personal decide que hacer a medida que se presenta la necesidad de iniciar o terminar alguna otra actividad y por ende se considera a esta actividad no relacionada con las demás, por esto el personal directivo principal encargado tiene que supervisar constantemente el avance diario de los trabajos en el sitio mismo donde se llevan a cabo.

Para llevar a cabo el control de las etapas que se van desarrollando día con día, es necesario que cada una de las brigadas aporten objetivamente el avance en la etapa que les corresponde, así como la información que obtuvieron a lo largo de la jornada. El tipo de control que se lleva a cabo facilita la supervisión del trabajo de cada una de las brigadas y nos sirve para saber que brigada concluyó el trabajo y poder asignar otra actividad o etapa del proyecto, así como conocer que actividades dejar pendientes y de esta forma realizar otras de mayor importancia.



Programa para el levantamiento Topográfico del Poblado de Tlayacapan, Edo. de Morelos.

Primera Etapa

Actividad	Primera Etapa															
	Junio de 1997										Julio de 1997					
	Días										Días					
	Concepto															
	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5
1	Reconocimiento	■														
2	Levantamiento planimétrico de la poligonal principal		■	■	■	■										
3	Medición de radiaciones			■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
4	Procesamiento de datos y dibujo					■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
	Area de Geodesia															
	Concepto															
5	Orientación Astronómica	■	■													
6	Posicionamiento GPS	■	■													

Segunda Etapa

Actividad	Segunda Etapa														
	Enero de 1998														
	Días														
	Concepto														
	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
1	Reconocimiento del lugar de barrancas	■													
2	Nivelación de calles														
3	Levantamiento y nivelación de barrancas	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
4	Procesamiento de datos y dibujo	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■

II.- ESTUDIOS PRELIMINARES.

Entendemos por estudios preliminares a un conjunto de condiciones iniciales necesarias para dar inicio al levantamiento topográfico.

II.1.- Importancia de un marco de referencia.

La determinación de las coordenadas de un punto sobre la superficie del Globo Terrestre con respecto a un sistema de coordenadas es lo que se conoce como posicionamiento puntual. Esto nos sirve en topografía para representar los detalles en un plano y es la base del levantamiento.

Un sistema de coordenadas se debe definir las siguientes características:

- 1.- La localización del origen,
- 2.- La orientación de sus ejes y,
- 3.- Los parámetros cartesianos o curvilíneos que definen la posición de un punto en un sistema determinado.

Existen tres tipos de sistemas de coordenadas en la topografía y la geodesia:

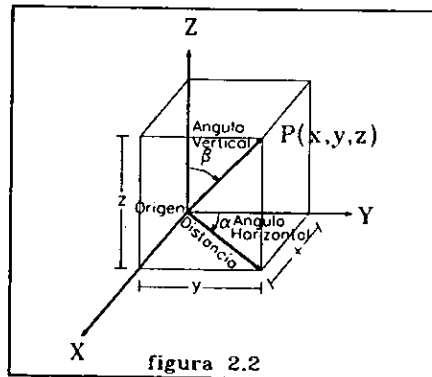
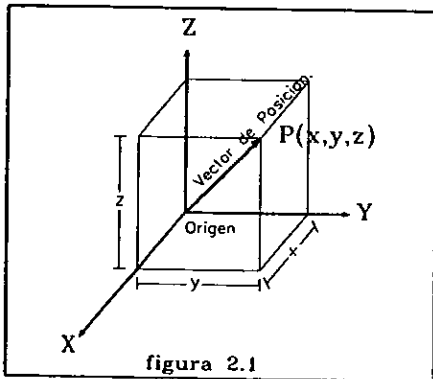
- a) Terrestres. Están fijos en la Tierra, por lo que rotan y revolucianan con ella. Sirven para posicionar otros puntos sobre la superficie terrestre.
- b) Celestes. Pueden rotar con la Tierra. Son útiles para la observación de estrellas.
- c) Orbitales. Se trasladan con la Tierra. Son ideales para la observación de satélites.

De los sistemas de coordenadas terrestres el más conocido es el cartesiano rectangular, formado por tres ejes ortogonales y ortonormales. Las coordenadas son segmentos sobre estos ejes y se denominan (x, y, z). En este sistema la posición de un punto P queda especificada asignándole valores a P(x,y,z) (figura 2.1). Esta tripleta de números reales se conoce como el

Vector de Posición de P, y es el que más se emplea en la topografía pudiendo calcularse estas coordenadas en base a una dirección definida, una distancia y un origen (como se observa en la siguiente figura 2.2).

Antes de la era espacial, las coordenadas terrestres y el acimut astronómico eran el marco ideal, el cual servía para la orientación y control de los levantamientos. Sin embargo con la implementación de los sistemas geodésicos (manejo de elipsoides), la diferencia entre valores astronómicos y geodésicos observados en un mismo punto terrestre se debe a la diferencia que existe entre la vertical al geoide y la normal al elipsoide. Esta diferencia se conoce como Desviación de la Vertical y generalmente a través de dos componentes ortogonales geodésicas, una en dirección del meridiano (ξ) y otra en dirección del primer vertical (η).

Por otra parte, la distancia entre el elipsoide y el terreno medida a través de la normal al elipsoide es la altura geodésica o altura elipsoidal h . La distancia entre el elipsoide y el geoide sobre esta misma normal es la altura geoidal N .



Sistema Astronómico Local.

Este sistema se define como un plano tangencial a la superficie terrestre, que es el método clásico de control para las observaciones geodésicas ya que sirve para la determinación de la línea base con rumbo astronómico, esta se define por:

- a) El origen está en la estación de observación.
- b) El eje z es la prolongación de la vertical del lugar.
- c) El eje y está dirigido hacia el origen internacional convencional y se conoce como norte astronómico.
- d) El eje x se dirige hacia el este para formar un sistema de mano derecha.

Sistema Geodésico Local.

Este es similar al astronómico local por lo que se tiene:

- a) El eje Z es la prolongación de la normal al elipsoidal.
- b) El origen puede estar en la estación de observación o en el elipsoide, pero siempre en la normal elipsoidal.
- c) El eje Y está dirigido hacia el extremo norte del semieje menor del elipsoide de referencia y se conoce como norte geodésico.
- d) El eje X se dirige hacia el este para formar un sistema de mano derecha.

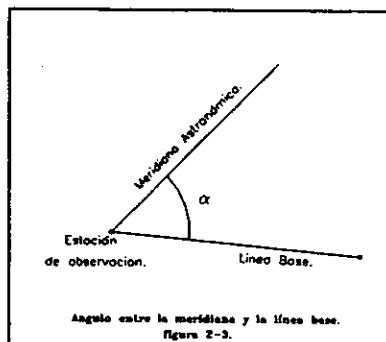
Por lo anterior en todo levantamiento topográfico es indispensable determinar un marco de referencia, el cual como se mencionó anteriormente se utiliza para ubicar cualquier punto que se requiera por medio de sus coordenadas (x, y, z); pudiendo ser calculadas estas en base a una dirección y una distancia referido a un origen relativo o absoluto.

Ubicación de una línea de partida.

Como ya se mencionó es importante que todo levantamiento topográfico cuente con una orientación; esto es necesario para determinar el ángulo que forma la línea base con respecto a la meridiana magnética o astronómica del lugar (véase la figura 2.3), este es el inicio de todo levantamiento y en Tlayacapan no fue la excepción.

Para realizar este trabajo se partió de la dirección de la meridiana astronómica del lugar para tener mayor exactitud en la dirección del norte y si es posible, poder referenciarlo en un futuro a un sistema nacional. Por lo que se hizo necesario buscar un lugar accesible

para trazar dicha línea sin que existiera algún problema para su ubicación y que el lugar contara con las características que se requerían para determinarla, es decir, tener visibilidad con los astros, sin interferencia de luz eléctrica, así como para ligarlo posteriormente a la poligonal principal, que sea despejado y de fácil acceso, así como para posteriormente emplear el receptor Garmin, que se basa en el Sistema Global de Posicionamiento (GPS).



Para la realización de este trabajo se colocó la línea base en la plaza que se encuentra frente a Palacio Municipal, este lugar reúne todas las características antes mencionadas para orientar astronómicamente la línea base. Esto a su vez puede servir para que un extremo de dicha línea sea el origen de coordenadas para el levantamiento, proporcionándole las coordenadas iniciales (x, y z), ya sea absolutas (en base a un sistema nacional) o relativas (a gusto de quien efectúa el levantamiento); en este tipo de coordenadas se deben de exagerar los valores para evitar el manejo de coordenadas negativas, ya que el signo produce confusiones en los cálculos. Sin embargo, para el levantamiento esta línea no fue el origen sino solo sirvió para obtener una dirección.

II.2.- Reconocimiento de Campo.

El reconocimiento de campo es la fase previa a la elaboración del proyecto y consiste en inspeccionar físicamente todo el lugar de trabajo, esto es, recorrer a pie el poblado; para ver la factibilidad en la colocación de vértices con el fin de demarcar la poligonal principal, para esto se tendrá que llevar el material necesario para la monumentación de los vértices que sirva para determinar su posición (como lo es brújula, nivel de mano, varillas o clavos, pintura, barómetro,

marro, binoculares, etc.); estos puntos deberán cumplir con las condición de visibilidad entre ellos y estar preferentemente lo más alejados posibles uno del otro, siempre y cuando el terreno lo permita. Así mismo, se va dibujando un croquis general de la zona con la ubicación de dichos vértices.

Este reconocimiento nos sirve para detectar los posibles errores que se pudieron haber cometido al estudiar toda la información procedente de los planos, cartas o fotografías aéreas y corregir todos los aspectos en los que se haya mal interpretado, ya que esto podría afectar alguna de las etapas contempladas en la planeación y por consiguiente el trabajo mismo.

II.3.- Instrumental topográfico.

La siguiente lista enumera el equipo que se requirió para efectuar las mediciones de campo. El instrumental topográfico con el que cuenta la Facultad de Ingeniería se considera como el más moderno y actualizado. Equipo utilizado por las cinco brigadas que intervinieron:

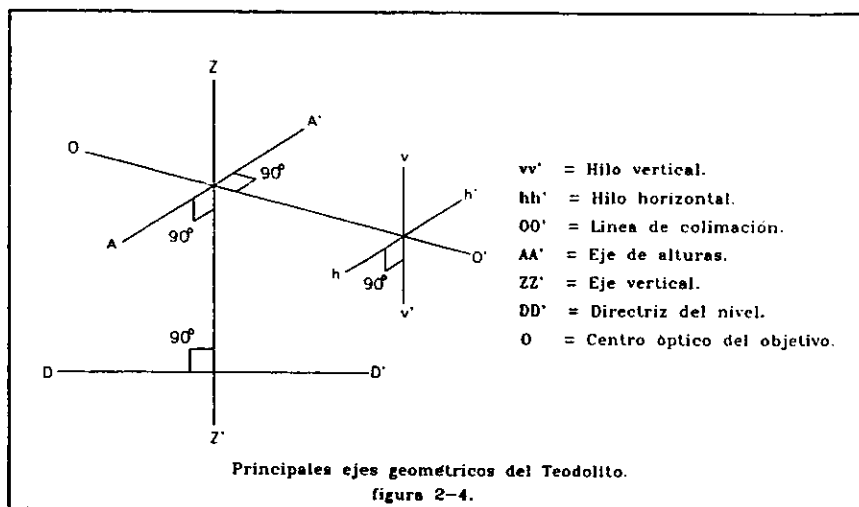
Teodolitos electrónicos serie T-1600	2 unidades
Distanciómetros electrónicos serie T-1600	1 unidad
Estaciones totales serie TC-600	3 unidades
Prismas sencillos	4 unidades
Prismas triples	1 unidad
Bastones para prismas	4 unidades
Niveles fijos de burbuja circular	7 unidades
Estadales	12 unidades
Tripodes	11 unidades
Señales para triangulación topográfica	3 unidades
Cintas de acero y fibra de vidrio	5 unidades
Plomadas	12 unidades
Machetes	5 unidades
Marros	5 unidades
Catres	14 unidades

Computadora	1 unidad
Impresora	1 unidad
Casas de campaña	3 unidades
Teodolitos ópticos - mecánicos serie T-2	4 unidades
Barómetros electrónicos	2 unidades
Termómetro	1 unidad
Radio de onda corta	1 unidad
Niveletas	8 unidades
Receptores GPS marca Garmin	2 unidades
Brújulas	5 unidades
Clisímetros	5 unidades
Niveles de mano	5 unidades
Bases de Prisma	2 unidades
Módulo GIF 10 marca Wild	1 unidad
Parasol	5 unidades

Este tipo de equipo facilitó el trabajo realizado dada su modernidad, ya que de otra forma se hubiera alargado la duración en cada etapa del trabajo, así mismo sirvió de aprendizaje a los alumnos al manejar este tipo de equipos.

II.4.- Ajuste de los instrumentos topográficos.

Se describe el ajuste de un teodolito mecánico ya que las condiciones geométricas de este instrumento son de aplicación universal para todos los demás teodolitos, trátase de ópticos - mecánicos, electrónicos, etc. Las condiciones geométricas de los teodolitos mecánicos son indispensable conocerlos antes de empezar cualquier medición, ya que de otra forma las mediciones no serán las correctas y el trabajo no cumplirá con las precisiones adecuadas. Las condiciones y ajustes son los siguientes:



Primera condición. La directriz del nivel del limbo superior debe ser perpendicular al eje vertical o acimutal.

Se hace que el nivel quede en dirección paralela a la de dos de los tornillos niveladores, diagonalmente opuestos, esto en caso de tener 4 tornillos, en el caso de 3 tornillos hacerlo paralelo a 2 de ellos.

Se lleva la burbuja al centro.

Se gira el instrumento 180° alrededor del eje acimutal, quedando duplicado el error. Si permanece la burbuja en el centro esta bien, sino se hace el ajuste.

Ajuste:

Se corrige la mitad de la desviación de la burbuja con los tornillos del nivel.

Se corrige la mitad restante de la desviación de la burbuja con los tornillos niveladores.

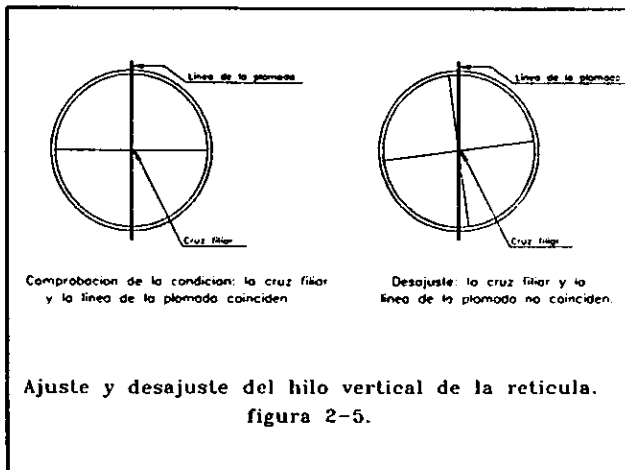
Segunda condición. El hilo vertical de la retícula debe estar contenido en un plano perpendicular al eje de alturas.

Se nivela el instrumento.

Se visa el hilo de una plomada suspendida libremente y sin movimiento, y se ve la coincidencia de éste con el hilo vertical de la retícula. Si coincide con esta, esta bien, sino se aplica el ajuste.

Ajuste:

En caso de que no haya coincidencia de estos, se afloja la retícula con los tornillos de calavera haciéndoseles coincidir con la línea de la plomada, y después se aprietan los tornillos que sujetan los hilos de la retícula para evitar que esta se mueva. Los hilos de la retícula son perpendiculares por construcción, y por lo tanto, cuando uno de ellos es vertical el otro es horizontal.



Tercera condición. La línea de colimación debe ser perpendicular al eje horizontal o de alturas.

Se coloca al teodolito en un lugar plano y extenso.

Se nivela.

Se aprieta el tornillo de presión de la alidada.

Se coloca la primera estaca con un clavo en ella a unos 60m alejado del teodolito.

Se dirige la visual y se biseca el clavo por medio de los movimientos de los limbos horizontal y vertical empleando los tornillos tangenciales correspondientes.

Se aprieta el tornillo de presión del limbo horizontal.

Se le da vuelta de campana al telescopio alrededor del eje de alturas.

Se coloca la segunda estaca a unos 60m de distancia, en el lado opuesto a la primera; se coloca en ella un clavo que quede bisecada por la visual.

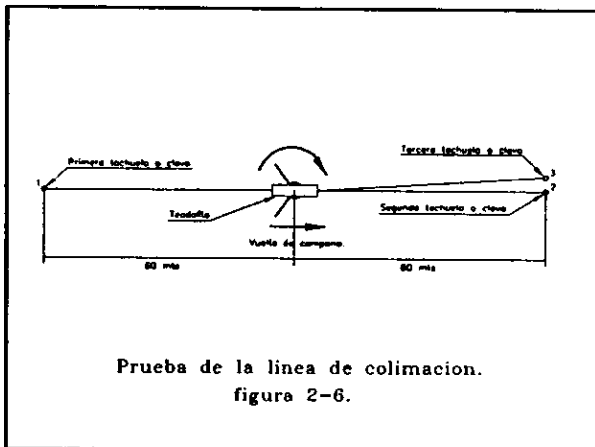
Se afloja el tornillo del limbo horizontal.

Con el movimiento acimutal se dirige la visual al primer punto.

Se aprietan los tornillos de presión de los limbos horizontal y vertical, y se afina la intersección del primer clavo.

Se gira el telescopio alrededor del eje de alturas.

Se coloca la tercera estaca con clavo que debe estar bisecada por la visual, si coinciden las visuales para el segundo y para el tercer clavo no se necesita ajuste, en caso contrario se debe hacer el ajuste.



Ajuste:

Se mide la separación de la segunda y la tercera tachuelas, y se obtiene una cuarta parte de esta.

Se coloca una cuarta estaca con clavo, a la cuarta parte de la separación del segundo y tercer clavo, y midiendo desde el tercero hasta el segundo.

Se aflojan los tornillos de la retícula y se mueve la cruz filar hasta que el hilo vertical intercepte el cuarto clavo, nunca se debe olvidar que para apretar un tornillo de la retícula se afloja

previamente el tornillo opuesto, la misma cantidad, de lo contrario se puede dañar la cabeza del tornillo que se aprieta.

Cuando se termine el ajuste, los cuatro tornillos de la retícula deben estar igualmente apretados para que no se mueva el anillo de la retícula, porque de lo contrario nuevamente se desajustaría.

Cuarta condición. El eje de alturas es perpendicular al eje acimutal o vertical.

Se instala y nivela el instrumento.

Se visa un punto fijo y alto A.

Se fijan los movimientos horizontal y vertical.

Se baja la visual y se obtiene el punto B en el suelo.

Se gira da vuelta de campana.

Se gira el instrumento acimutalmente.

Se visa el punto A nuevamente.

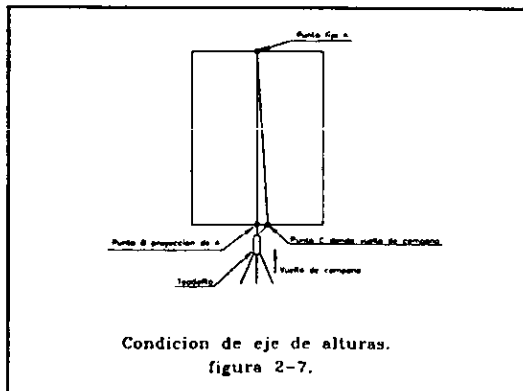
Se baja la visual y se obtiene C.

Si coinciden los puntos B y C es prueba de que el eje de alturas es horizontal, sino hay que ajustarlo.

Ajuste:

Se determina el centro D de la línea BC.

Se ajusta moviendo los hilos de la retícula hacia donde convenga.



Quinta condición. Ajuste del nivel unido al telescopio (en caso de que se tenga, sino se pone el vernier vertical a 90° en caso de medir distancia acimutal y 0° cuando mide alturas), la directriz del nivel u la línea de colimación deben ser paralelas. Esta condición es indispensable cuando se va a ejecutar una nivelación trigonométrica o estadimétrica.

Se clavan tres estacas D, A y B, en línea recta, con su respectivo clavo, la longitud de DA es de dos a tres metros y la de AB es de 60 a 100m.

Se instala en instrumento en la parte central de AB, y se nivela.

Por medio de los tornillos niveladores se lleva la burbuja al centro del nivel.

Se toma la lectura del estadal en la estaca A, a_1 .

Se toma la lectura del estadal en la estaca B, b_1 .

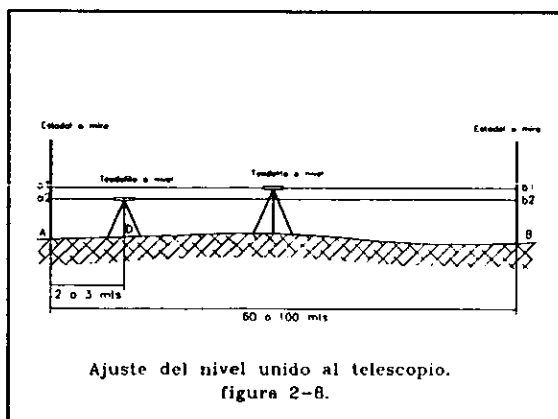
Se obtiene el desnivel h entre A y B; $h = b_1 - a_1$

Se traslada el instrumento a D y se nivela.

Se toman las lecturas del estadal en las estacas A y B, a_2 y b_2 si resulta $b_2 - a_2 = b_1 - a_1$ satisface la condición requerida, pero si $a_2 - a_1$ es mayor que $b_2 - b_1$ se requiere ajuste.

Ajuste:

Se mueven los hilos de la retícula de tal forma que se consiga observar en la mira más lejana la lectura correcta, según la formula anterior y se vuelve a repetir todo el procedimiento para satisfacer la condición.



Terminada y revisada cada una de las condiciones y hechos los ajustes necesarios a los instrumentos, es necesario volver a repetir los ajustes con el fin de comprobar, si están bien hechos.

En caso de los instrumentos electrónicos las condiciones geométricas son las mismas, solo que estas se deben de hacer en un taller especializado debido a que son de mayor precisión y contienen sistemas electrónicos sensibles.

Ajustes del DISTOMAT WILD DI 1600 a la estación T-1600.

Además de las condiciones geométricas de los teodolitos, existen unas consideraciones más que se tienen que tomar en cuenta para que funcione en condiciones optimas estos aparatos electrónicos y que son:

Ajuste del DISTOMAT al anteojo del T-1600.

En el caso del teodolito electrónico T-1600 este se complementa con un distanciómetro modelo DI-1600 y para mediciones sin errores el rayo de medición debe ser paralelo a la línea de puntería del anteojo, para comprobar esto se coloca el reflector de un prisma a una distancia de 100 a 150 m se debe comprobar si el DISTOMAT asienta correctamente sobre el anteojo y después se apuntar a la señal amarilla del prisma.

Indicar con la tecla TEST (en el DISTOMAT) la señal de recepción, esta se representa en la pantalla del DI-1600 con líneas y además representa la tensión de la batería, las líneas deben de ser más de 4 para una buena recepción.

Si debido a un fuerte desajuste del DISTOMAT no se recibe señal alguna al apuntar al reflector con el anteojo, se procede al ajuste.

Se enciende y presiona la tecla TEST en el distanciómetro.

Se debe hacer puntería primero con el visor óptico del DISTOMAT a la señal del prisma, y buscar la señal con los tornillos tangenciales del teodolito hasta encontrarla (esta se vera en el aumento de líneas y un chillido más fuerte).

Una vez encontrada se procede a hacer la corrección de la siguiente forma:

Se hace un movimiento tangencial ya sea vertical u horizontal para colocar la señal de recepción en 4 líneas.

Se observa donde quedo la línea de colimación con respecto a la señal amarilla.

Se recorre con los tornillos tangenciales la misma distancia que existe entre estas en el sentido contrario ya sea vertical u horizontal.

Girando el tornillo de ajuste de efecto vertical u horizontal ubicados en la parte baja del DI-1600, en el mismo sentido en que se movió el tangencial, hasta visualizar solo 4 líneas.

Posteriormente se realiza lo mismo en el otro sentido.

Una vez hecho esto vuelve a visar la señal con la cruz filar y se vuelve a ver la intensidad de la señal, si se satisface, esta ajustado si no hay que volver a hacer el ajuste.

En el caso de los teodolitos TC-600 este ajuste no se aplica debido a que tienen el distanciometro incluido y ajustado a la línea de colimación.

Constantes del Prisma (mm) milímetros

Con el fin de que la distancia sea la correcta hay que fijar antes de efectuar la medición la constante correspondiente al tipo de prismas utilizado. La constante de los prismas circulares utilizados es 0 mm. Si se utilizan reflectores de otros fabricantes habrá que determinar primero su constante realizando mediciones en una base de distancia conocida.

Corrección por escala (ppm) partes por millón *

Con la entrada de una corrección de escala pueden tenerse en cuenta reducciones proporcionales a la distancia como por ejemplo corrección atmosférica, reducción al nivel del mar o distorsión de la proyección, en base a la altitud del lugar y a la temperatura los

* ppm es igual a una millonésima parte de una unidad, por ejemplo la millonésima parte en 1000 m equivale a un milímetro.

fabricantes han realizado una tabla para encontrar a grandes rasgos este tipo de corrección y que se representa por medio de una gráfica en el manual de usuario.

Error de colimación

Una línea de puntería se ha ajustado en la fabrica todo lo posible. Una vez determinado y memorizado el error residual, se tiene en cuenta automáticamente en cada medición angular.

Si el error de colimación supera los 30°, deberá ser ajustado en un taller especializado.

Si uno mismo quiere ajustar el error de colimación en el T-1600 se desenrosca la parte trasera del manguito de enfoque, tras visar el punto se introduce el comando SET MODE 11 RUN se adiciona algebraicamente si la puntería se realiza en la posición uno o se resta en la posición dos el error de colimación a la lectura del círculo horizontal y se fija con el botón de movimiento horizontal el valor calculado.

Si el trazo vertical queda a la izquierda del punto visado se suelta un poco el tornillo de ajuste situado a la izquierda del ocular del anteojo con la clavija de ajuste. En la misma medida se aprieta el tornillo derecho y se controla el efecto en el anteojo. Se corrige así, paso a paso hasta que el trazo vertical y el punto visado coincidan. Debe evitarse apretar en exceso los tornillos. A continuación se repite la comprobación para control y se vuelve a enroscar el manguito de protección.

Al terminar el ajuste debe determinarse de nuevo el error residual y almacenarlo en memoria según se describe a continuación y que es el mismo que se emplea cuando el error no es mucho:

El error de colimación se determina y memoriza en la fábrica para cada instrumento antes del suministro. El valor memorizado se tiene en cuenta en cada medición de ángulos horizontales. En cualquier momento se puede determinar y memorizar el error de colimación.

SET MODE 11 RUN Indicación del último valor almacenado del error de colimación.

En la posición uno y con el anteojo aproximadamente horizontal, apuntar a un punto señalado.

RUN Borra el indicador

Apuntar al mismo punto en la posición dos del anteojo.

RUN Indicación del nuevo error de colimación.

RUN o Se memoriza el nuevo valor.

CE Termina la función se conserva el antiguo valor del error de colimación

Este caso se aplica para el T-1600 y para el TC-600 se hace de manera casi igual pero dentro de un menú de opciones.

Error de índice vertical

El error de índice vertical se determina y memoriza en la fábrica antes de suministrar el aparato. El valor memorizado se tiene en cuenta en cada medición de ángulos verticales. En cualquier momento se puede determinar y memorizar de nuevo el error de índice vertical.

SET MODE 10 RUN Aparece en el indicador el último valor memorizado del error de índice vertical

En la posición 1 del anteojo apuntar al punto señalado.

RUN Borra el indicador

Apuntar al mismo punto en la posición dos del anteojo

RUN Indicación del nuevo error del índice vertical

RUN o Se memoriza el nuevo valor

CE Termina la función se conserva el antiguo valor de índice vertical.

Al igual que el anterior solo se aplica al T-1600.

Principales elementos de la Estación Total TC-600:

- 1.- Tornillo nivelante.
- 2.- Teclado.
- 3.- Pantalla.
- 4.- Enfoque.
- 5.- Asa de transporte.
- 6.- Orificio de salida del taquíméto EDM.
- 7.- Batería.
- 8.- Tornillo de ajuste fino horizontal.
- 9.- Tornillo de ajuste fino vertical.
- 10.- Interface RS-232.
- 11.- Burbuja del nivel.
- 12.- Telescopio.

Comprobación y ajuste de la estación TC-600 y T-1600.

a.- Base nivelante.

Las conexiones entre metal y madera deben estar siempre firmes.

Apretar moderadamente los tornillos Allen.

Apretar las articulaciones en la cabeza de la base nivelante, lo suficiente para que la posición abierta de las patas de la base nivelante se conserve incluso al levantarla del suelo.

b.- Burbuja de nivel.

Previamente realizar la nivelación horizontal exacta del aparato con el nivel electrónico (solo en el caso de TC-600, para la otra el nivel de burbuja). Si el punto de juego se sitúa por encima del borde de marca, reajustar los tornillos de ajuste con la llave allen suministrada. Después del ajuste no debe quedar flojo ningún tornillo.

c.- Error de colimación.

En la fábrica se ajusta la línea de colimación y se adaptan las direcciones de las líneas de colimación óptica y electrónica. Este ajuste mecánico no puede ser efectuado por el usuario y se tiene en cuenta matemáticamente en cada lectura.

d.- Plomada óptica.

Controlar regularmente la plomada de la base nivelante, ya que cualquier desviación de su línea de colimación del eje vertical causa error en el centrado.

Comprobación mediante hilo de plomada. Colocar el instrumento con el hilo de la plomada sobre la base nivelante y ajustarlo a la horizontal. Marcar el punto de plomada en el suelo. Al retirar el hilo de plomada, la cruz reticular de la plomada óptica debe situarse en el punto marcado en el suelo. Precisión alcanzable: aproximadamente. 1mm.

Comprobación por desplazamiento de la base nivelante:

Ajustar el instrumento con el nivel y marcar el punto de la plomada en el suelo.

Marcar el contorno de la base nivelante sobre el plato del trípode mediante un lápiz.

Girar la base nivelante en 120 grados, ajustarla y volver a determinar el punto de la plomada.

Repetir el proceso una vez más.

Si los tres puntos no coinciden, la cruz reticular de la base nivelante se ajusta al punto de gravedad del triángulo.

Ajuste:

Girando alternativamente los dos tornillos mediante un destornillador, ajustar la cruz reticular paulatinamente al punto marcado en el suelo.

Otras consideraciones adicionales antes de empezar a trabajar con estos instrumentos se deberán tomar en cuenta:

a) Nivelación electrónica por medio de los tornillos nivelantes (solo para el TC-600).

b) Unidades para la medida de distancias.

.- m = metros

.- ft =feet (decimal)

.- ft /in = feet, inch y 1/8 inch

c) Unidades para la medida de ángulos.

.- gon =400gon

.- 360d =359.999(decimal)

.- 360s =359 59 59 (sexagecimal)

d) Precisión de los valores en pantalla.

.- alta =81 45 24 (1"/0.5 mgon de intervalo) ϕ 4 dec.

.- media =81 45 25 (5"/1 mgon de intervalo) ϕ 3 dec.

.- baja =81 45 20 (10"/1 mgon de intervalo) 0 3 dec.

e) Condiciones meteorológicas.

.- grados centigrados (ppm)

.- grados farengel (ppm)

f) Revisar la carga de la batería o pila.

g) Formato de grabado de datos (datos.- ángulo vertical, ángulo horizontal, distancia, altura del aparato, altura del prisma, o coordenadas.- x,y,z).

Ajustes a los niveles de burbuja circular.

Estos son los siguientes:

Primera condición: El plano directriz del nivel esférico debe ser perpendicular al eje vertical. El plano directriz del nivel esférico es el que contiene todas las tangentes al casquete esférico en el punto central, o sea él mas alto.

Instalé firmemente el equialtimetro.

Coloque el telescopio en la dirección de uno de los tornillos niveladores, si son tres, o dos opuestos diagonalmente, si son cuatro, según el caso.

Lleve al centro con precisión la burbuja del nivel.

Haga girar 180° el telescopio, alrededor del eje vertical.

Si la burbuja permanece centrada, la prueba es satisfactoria. Si la desviación es mayor de 0.5 mm., se necesita ajustar

Conviene repetir la prueba del telescopio con otra posición a la inicial.

Ajuste:

Corrija la mitad de la desviación con los tornillos de ajuste del nivel esférico.

Coloque el telescopio en otra posición en dirección de otro de los tornillos niveladores.

Repita la prueba y si el resultado no es satisfactorio ajuste nuevamente como se indicó.

Repita el procedimiento las veces que sea necesario, alternando la posición inicial del telescopio en cada prueba.

Notas:

Los tornillos niveladores deben estar bien templados: es decir, que giren sin juego y sin presión. Se debe tener presente que la verticalidad que se obtiene para el eje vertical por medio del nivel esférico, es aproximada: por lo tanto es innecesario conducir la prueba con demasiado refinamiento y basta lograr que la desviación de la burbuja no pase de 0.5 mm.

Segunda condición: La cruz filar debe estar en el punto fijo en que se forma la imagen del rayo de luz horizontal que corresponde a la altura del instrumento.

En un terreno plano marque cuatro puntos en línea recta A, B, C y D, a la misma distancia de 30 m. uno de otro y con poco desnivel entre ellos. La altura de los puntos se debe mantener invariable, por lo que conviene marcarlos con estacas y un clavo para colocar el estadal.

Instale y cale el nivel en uno de los puntos extremos, el A por ejemplo.

Mande colocar el estadal sucesivamente en los puntos intermedios B y C y anote las lecturas L_1 en B y L_2 en C.

Traslade el equialtimetro al otro punto extremo, D en este caso, e instálo y cále la burbuja.

Mande poner el estadal sucesivamente en los puntos intermedios C y B y anote las lecturas L_3 en C y L_4 en B.

Si el instrumento está ajustado, se debe satisfacer la igualdad:

$$L_4 = L_1 - L_2 + L_3$$

Sino hay que ajustarlo.

Ajustes:

Cuando no satisface la igualdad anterior, el equialtimetro está desajustado, es decir, cuando el instrumento está calado, la línea de colimación está inclinada y la igualdad anterior se transforma en:

$$L_4 - Et = b_2 = L_1 - L_2 + L_3$$

Por lo tanto, es necesario cambiar la posición de la línea de colimación como se indica enseguida:

Modifique la longitud del soporte ajustable hasta que el hilo horizontal de la retícula apunte a la lectura del estadal:

$$b_2 = L_1 - L_2 + L_3$$

Vuelva a calar la burbuja del instrumento con cuidado y compruebe nuevamente si la lectura del estado es la correcta b_2 .

Afine el ajuste repitiendo la prueba desde el principio y cuantas veces sea necesario.

Para ahorro de tiempo en la repetición de prueba, conviene empezar con el nivel en D y terminar en A.

Nota:

a) La justificación del método es sencilla, pues cuando el equialtímetro está ajustado

$$b_2 - b_1 = c_2 - c_1: \text{ pero } b_2 = L_4 - Et$$

$$b_1 = L_1 - 1/2 Et$$

$$c_2 = L_3 - 1/2 Et$$

$$c_1 = L_2 - Et$$

Al hacer las sustituciones se llega a la fórmula ya indicada:

$$L_4 - Et = L_1 - L_2 + L_3$$

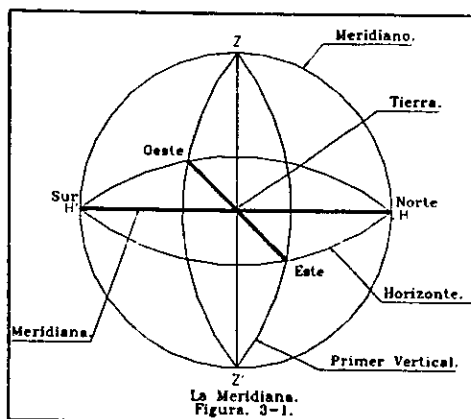
$$\text{o } b_2 = L_1 - L_2 + L_3$$

III.- DETERMINACION EN EL TERRENO DE LA LINEA BASE.

III.1.- Orientación astronómica.

El nombre de orientación se debe a la costumbre medieval de dibujar los mapas con el oriente en su parte posterior. La definición de orientación astronómica se refiere al conocimiento exacto de la meridiana en el lugar de observación, con esto queremos decir, a la posibilidad de replantear en el terreno la citada dirección de la meridiana con ayuda de los astros. La meridiana se define como la traza dada por la intersección de los planos horizontal y el plano meridiano, la cual toca a la esfera celeste en los puntos cardinales Norte – Sur (ver figura 3-1), y a través del ángulo que la misma forma con la línea base (en la que esta dada por la estación de observación y otro punto, normalmente alejado), esto nos sirve para darle una dirección y ubicación al levantamiento en el momento de representarlo en el plano.

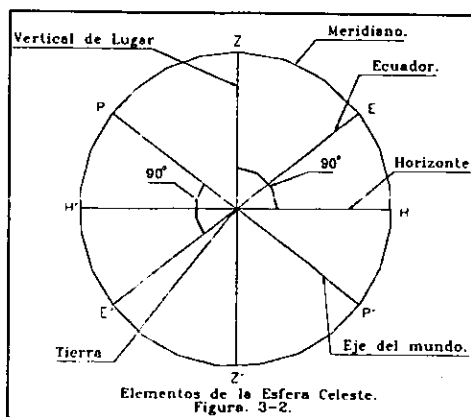
Así mismo, las observaciones astronómicas nos sirven para conocer las coordenadas geográficas del lugar (astronómicas locales), es decir, la latitud (φ) y la longitud (λ). Esta circunstancia se logra observando estrellas de posición conocida y calculando o resolviendo los triángulos de posición correspondientes (como se indica en la figura 3-3). Los métodos usados para tal fin se basan en observaciones al Sol, a la estrella Polar o a estrellas en sus máximas elongaciones.



III.1.1.- Principios de la orientación astronómica.

Como se ha dicho todo se basa en la resolución del triángulo astronómico, para saber a lo que nos referimos partiremos de la definición de la esfera celeste, esta surge de la consideración de que las estrellas estuvieran fijas sobre una bóveda transparente cuyo radio es infinito, y en la que su centro lo ocupa la Tierra y el mismo observador (ver figura 3-2).

Suspendiendo un plomo sobre la superficie de la Tierra y prolongando verticalmente el hilo de la plomada éste tocará a la esfera celeste en dos puntos uno superior llamado cenit y otro en parte inferior llamado nadir, esta línea se llama vertical de lugar (ZZ').



Se llama círculo máximo a todos aquellos que contienen el diámetro de la esfera celeste, a los que contienen a la vertical de lugar se llaman círculos verticales.

El círculo máximo perpendicular a la vertical se llama horizonte celeste (HH').

Prolongando el eje de rotación de la Tierra este tocará a la esfera celeste en dos puntos llamados polos celestes (PP') y la línea que los une se le conoce como eje del mundo.

Todos los círculos máximos que contienen al eje del mundo se llaman círculos horarios.

El círculo máximo perpendicular al eje del mundo se llama Ecuador (EE').

El círculo máximo que contiene tanto al eje del mundo como a la vertical de lugar se llama meridiano, o sea, pasa por el zenit, nadir y los polos celestes. Se considera como meridiano origen o cero al mismo que pasa por la región de Greenwich en Londres cerca del Río Tamesí, donde se encontraba un observatorio astronómico.

Todos los círculos paralelos al Ecuador se llaman círculos menores o de declinación.

Y por último el círculo vertical perpendicular al meridiano se llama primer vertical, cada lugar tiene su meridiano y por consiguiente su primer vertical.

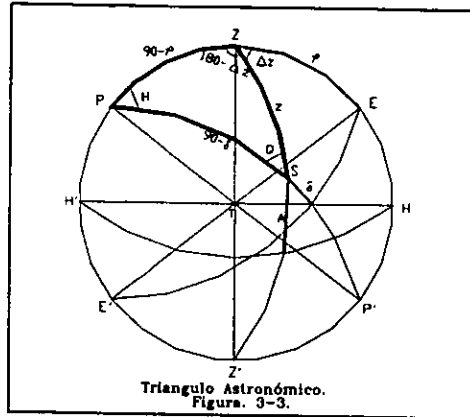
De aquí surge el triángulo astronómico (ver figura 3-3), éste queda definido por tres puntos que son: el polo (P), el cenit del observador (Z) y el astro observado (S). Las líneas que los unen (para este caso por tratarse de una esfera), son arcos de un círculo máximo y sus ángulos, son ángulos diedros (formados por dos planos).

Dibujando el triángulo astronómico en la esfera celeste se obtienen los siguientes elementos.

Los ángulos formados son:

Partiendo de la definición de que la distancia angular formado por el meridiano y el círculo vertical medido a partir del primero en sentido de las manecillas del reloj, se llama acimut (Δz). Su complemento es de 180° y este es el ángulo que forma parte del triángulo astronómico $180 - \Delta z$.

La distancia angular formada por la intersección del círculo horario (PP') que pasa por el astro y el meridiano, medido sobre el plano del Ecuador, se llama ángulo horario (H) y se mide a partir del meridiano de 0 a 24 horas en el sentido de las manecillas del reloj.



El ángulo definido por la intersección del círculo horario y el círculo vertical que pasa por el astro se llama ángulo **paraláctico (Q)**.

Por otra parte, los lados del triángulo astronómico son:

El arco del círculo vertical que pasa por el astro, medido a partir del horizonte hasta el astro se llama altura (A) y se mide de 0 a 90 grados. A su complemento que forma parte del triángulo astronómico se le llama distancia cenital (z).

$$z = 90^\circ - A$$

El arco de círculo horario que pasa por el astro, medido a partir del Ecuador hasta el astro se llama declinación (δ) se mide de 0 a 90 grados pudiendo ser positiva o negativa, si se mide al norte o al sur respectivamente, al complemento de la declinación se conoce como **codeclinación o distancia polar (ρ)** y esta es parte del triángulo astronómico.

$$\rho = 90^\circ - \delta$$

El arco de meridiano medido a partir del ecuador hasta el cenit del observador se llama **latitud (ϕ)** pudiendo ser esta norte o sur, si se mide del ecuador en esa dirección, se

mide de 0 a 90 grados y a su complemento que forma parte del triángulo astronómico se le llama **colatitud**.

$$\text{Colatitud} = 90^\circ - \varphi$$

Por otro lado se conoce como longitud (λ) a la distancia angular formada por el círculo vertical que pasa por el punto de observación y el meridiano origen (que es el meridiano de Greenwich), medido sobre el plano del ecuador de 0 a 12 horas, pudiendo ser negativo o positivo si se mide al oeste o al este del meridiano origen según sea el caso.

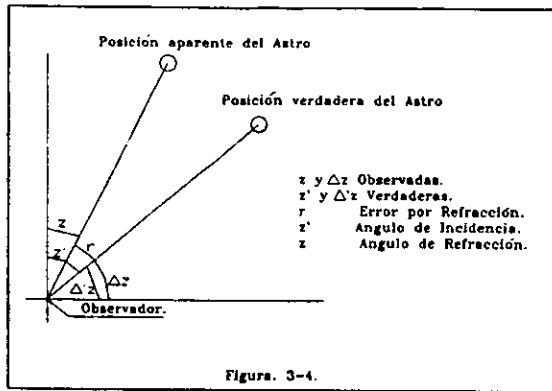
III.1.2.- Aparatos y metodología.

Para obtener mediciones exactas es necesario utilizar instrumentos de precisión, los aparatos hoy en día han evolucionado con el tiempo, de tal forma que son más precisos actualmente, capaz de medir Kilómetros en distancia y décimas de segundo de arco en las direcciones.

Uno de los instrumentos más utilizado en observaciones astronómicas son los teodolitos marca WILD en su serie T-2, ya que debido a su construcción son más exactos en su graduación y estabilidad, algunos de estos instrumentos cuentan con burbujas para medir la desviación que sufre la vertical.

Sin embargo, en la actualidad se han incorporado para este tipo de tarea aparatos de tipo electrónico, cuya facilidad en la medición y almacenamiento de datos lo hace más dinámicos y su precisión en las observaciones sigue dependiendo del observador, y de las condiciones ambientales.

Debido a que los rayos de luz sufren una desviación al entrar a la capa atmosférica de la Tierra, con lo cual el astro nos da la impresión de estar en un lugar cuando en realidad esta en otro (como se observa en la figura 3-4). Por esto las observaciones en los lugares de trabajo dependen del estado atmosférico del lugar, esto hace necesario tenerla siempre en cuenta.



Los instrumentos que comúnmente se utilizan son el termómetro, que nos sirve para la medición de la temperatura en el lugar de la observación, este debe de medir de preferencia en grados centígrados y hacer la medición después de un tiempo de estar a la sombra.

Un barómetro, que nos dé la presión atmosférica del lugar, graduado de preferencia en milímetros de mercurio (mm/Hg).

Otra de las herramientas con las que se debe contar, es el empleo de un reloj para conocer el tiempo de observación, esto hace necesario saber el estado del reloj, es decir, cuanto va adelantado o atrasado con respecto a un **tiempo patrón**.

Para conocer esto con aproximación suficiente se hace necesario un radio de onda corta, que nos sirve para poder conocer la hora referida al Meridiano 90° al Oeste de Greenwich (por disposición oficial, en el caso de la República Mexicana, la hora del centro corresponde a el meridiano de la península de Yucatán que se encuentra a 90° al Oeste del meridiano de Greenwich y es equivalente a 6 horas al Oeste de Greenwich. Pero para los estados de Baja California Sur, Sonora, Sinaloa y Nayarit regirá el meridiano 105° y para Baja California Norte el meridiano 120°), y así determinar el Δt del reloj o la corrección que se debe de hacer a dicho reloj. Así comparando dos tiempos

antes y después de las observaciones se calcula la marcha del reloj, que es el cambio de tiempo que sufre el reloj en un período determinado y se mide en segundos por hora.

Y por último es necesario el empleo de un Anuario Astronómico en el cual se representan las posiciones de los astros en el transcurso del año, así como las efemérides del Sol, la Luna, estrellas y planetas, así como las coordenadas geográficas de algunos lugares de la República Mexicana. Este se imprime una vez por año en el instituto de astronomía de la UNAM.

Metodología: Una vez ubicada la línea base se procede a centrar y nivelar el teodolito sobre uno de los vértices de la línea, así mismo se determina tanto el estado del reloj (Δt), se mide la temperatura y la presión, para posteriormente comenzar a iniciar el procedimiento de obtención de datos. Para el caso del sol los pasos a seguir son los siguientes:

Primero se hace un registro como el que se muestra a continuación:

Est.	P.V.	Tempo.	Medio	

Posteriormente se observa el extremo de la línea base y se anota la dirección horizontal marcada.

A continuación, con el empleo de una tarjeta blanca se busca la imagen del Sol que pasa a través del antejo del teodolito, esto con el fin de no dañarse la vista al verlo directamente, ya que puede quemar la retícula de los ojos, sino poniendo el objetivo en la dirección donde se encuentra el astro y con el ocular, mover la rosca de enfoque y los hilos de la retícula hasta ver sobre dicha tarjeta una figura bien definida tanto del Sol, como de los hilos de la retícula.

Después viendo el movimiento del Sol se determina hacia que dirección se desplaza y se busca hacer una tangencia de este con un cuadrante formado por los hilos de la retícula, el movimiento del Sol no es uniforme y mayormente se desplaza en la dirección vertical, por lo que se colocan los hilos de tal manera que vaya a tocar el hilo horizontal y se va controlando el hilo vertical, una vez que el sol se acerque al hilo horizontal se avisa a la persona que lleva el control del tiempo con la señal "atención" para que este preparada para leer el tiempo de observación, al hacer una tangencia del cuadrante con el Sol se dice "op" para que se anote el tiempo, posteriormente sin mover el aparato se anota la dirección horizontal y la vertical marcada, esto se repite una o dos veces más en la posición directa y el mismo numero de veces en la posición inversa, esto para desechar la corrección por semidiámetro del Sol y el error de colimación.

Por último se vuelve a medir el ángulo horizontal de la señal con el fin de obtener promedios. Esto se tiene que hacer lo más rápido posible para obtener unos buenos promedios.

Este procedimiento constituye una serie, hay que realizar varias series para obtener varios resultados y de esta manera hacer una comparación y un promedio. Las observaciones al Sol nos sirven para obtener el acimut de la línea base y la diferencia de longitud del lugar (esto sí se cuenta con la latitud exacta del lugar).

Para el caso de las observaciones a la Estrella Polar se procede de la misma manera que al Sol, con la diferencia de que como ésta estrella solo se observa en la noche y no es tan luminosa, se puede observar directamente. Por tratarse de una estrella circumpolar (cercana al Polo), al observarse en el teodolito su movimiento es casi imperceptible y se hace necesario hacer la tangencia llevando la cruz filiar al centro de la estrella (con el movimiento del tornillo tangencial del Teodolito), y cuando esto se hace se da la señal "op" para tomar el tiempo (este debe ser tiempo sidéreo o tiempo medio posteriormente transformarlo y de esta forma obtener directamente el ángulo horario de la estrella), tanto como la dirección horizontal y vertical.

Estas observaciones nos sirven para obtener de manera más exacta el acimut de la línea base, y la latitud del lugar.

Para el cálculo exacto de la longitud del lugar es necesario conocer el estado exacto del reloj (Δt) por medios astronómicos, y esto se hace comúnmente con la observación de dos estrellas una al Este y otra al Oeste del meridiano de lugar, este método se conoce como **Pares de Estrellas**.

Para realizar estas observaciones se realiza el siguiente procedimiento:

Con base en el anuario astronómico se escogen 2 estrellas, para una hora determinada en tiempo sidéreo, un tiempo antes una estrella y un tiempo después la otra (comúnmente 4 minutos), estas estrellas deben de cumplir además en que la diferencia en sus declinaciones (δ) sea menor a 2 grados y la diferencia entre sus ascensiones debe estar comprendida entre 4 y 8 horas, una vez encontradas las estrellas y en base a la latitud aproximada del lugar y de la declinación de cada estrella se calcula el acimut y altura de cada una de ellas, de esta manera se podrá conocer a que hora, con que dirección y altura serán observadas dichas estrellas en el lugar.

Ya en el lugar se centra y nivela el aparato, se orienta el aparato con la dirección establecida en la línea base, conocida a través de observaciones hechas anteriormente al Sol o a la Polar. Se fija la altura y el acimut calculado y se espera la hora en que la estrella al este pasa por los tres hilos de la retícula del teodolito y se anota el tiempo en que esto sucede, así como al final anotar la altura para poder hacer correcciones. Los mismos pasos se realizan con la estrella al oeste.

Una vez obtenidos independientemente los datos, se procede a efectuar los cálculos necesarios.

III.1.3.- Obtención y cálculo de datos.

Observaciones al Sol:

De esta manera para el 20 de Junio de 1997 se obtuvieron los siguientes datos al observarse al Sol. Con el fin de determinar el acimut de la línea base.

$P = 736 \text{ mmB.} \cdot 0.75 = 552 \text{ mm/Hg}$ Temperatura = 33 °C $\varphi = 18^{\circ}57'25''$

$\Delta t = -0^{\circ}.5$

Est.	P.M.	Tiempo Medido	Azimut	
A	B _I		295°08'43.5"	
	B _D		115°08'24.00"	
	Sol _D	16 ^h 08 ^m 58 ^s .83	294°39'04.1"	49°27'29.3"
	Sol _D	16 ^h 09 ^m 55 ^s .59	294°40'25.7"	49°40'28.0"
	Sol _I	16 ^h 11 ^m 21 ^s .21	115°24'27.8"	310°31'21.8"
	Sol _I	16 ^h 12 ^m 07 ^s .72	115°25'50.0"	310°21'00.0"
	Sol _I	16 ^h 13 ^m 49 ^s .61	115°28'36.9"	309°57'26.9"
	Sol _D	16 ^h 14 ^m 49 ^s .79	294°49'36.1"	50°47'33.2"
	Sol _D	16 ^h 39 ^m 16 ^s .81	295°40'43.1"	56°21'17.2"
	Sol _I	16 ^h 40 ^m 10 ^s .46	116°20'59.2"	303°55'26.1"
	B _D		115°08'18.0"	
	B _I		295°08'35.0"	

De aquí se obtienen los siguientes promedios y sumando el Δt :

Est.	P.M.	Tiempo Medido	Azimut	
A	B _D		115°08'30.13"	
	Sol _D	16 ^h 10 ^m 35 ^s .34	295°02'29.90"	49°33'53.88"
	Sol _D	16 ^h 14 ^m 19 ^s .20	295°09'06.50"	50°25'03.15"
	Sol _D	16 ^h 39 ^m 43 ^s .14	296°00'51.15"	56°12'55.55"

Con los promedios podemos continuar con la corrección a la distancia cenital (z), por medio de las siguientes formulas:

$$r = 60.6'' \times \text{Tang}(z); \quad T = 1 / (1 + 0.004 \times t); \quad B = p / 762 ;$$

Donde: r Refracción.

 T Factor termométrico.

 B Factor barométrico.

- z es la distancia cenital observada.
- t es la temperatura en grados centígrados.
- p es la presión en mm/Hg.

$R = r \times T \times B$ Corrección por Refracción.

$P = 8.8'' \times \text{Seno}(z)$ Corrección por paralaje, solo utilizada en astros cercanos al observador como lo es el Sol, la Luna, etc.

$z' = z + R - P$ Distancia Cenital Corregida.

Corrección por Refracción			
z =	49° 33' 53.88"	50° 25' 03.15"	56° 12' 55.55"
R =	00° 00' 45.51"	00° 00' 46.91"	00° 00' 57.96"
-P =	-00° 00' 06.70"	-00° 00' 06.78"	-00° 00' 07.31"
z' =	49° 34' 32.69"	50° 25' 43.28"	56° 13' 48.20"

Con base en el Anuario Astronómico, se busca la Declinación del Sol para ese día, y su variación horaria (Vh). Para este caso $\delta = +23^\circ 25' 59.00''$ y su variación horaria de $+0.87''$

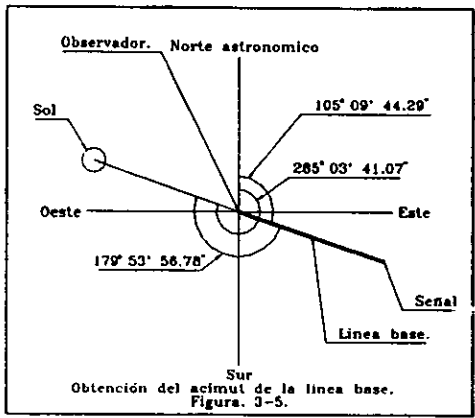
Reducción de Declinación			
TM*Vh =	16 ^h 10 ^m 35 ^s .34*(+0.87")	16 ^h 14 ^m 19 ^s .20*(+0.87")	16 ^h 39 ^m 43 ^s .14*(+0.87")
=	+00° 00' 14.07"	+00° 00' 14.13"	+00° 00' 14.50"
$\delta_{(observa)}$ =	+23° 25' 59.00"	+23° 25' 59.00"	+23° 25' 59.00"
$\delta_{(de\ lugar)}$ =	+23° 26' 13.07"	+23° 26' 13.13"	+23° 26' 13.50"

Ya con los datos reunidos podemos calcular el acimut del Sol por medio de la siguiente ecuación:

$$\text{Cos } U = \frac{\text{Sen } \delta - \text{Sen } \phi \times \text{Cos } z'}{\text{Cos } \phi \times \text{Sen } z'}$$

y para posteriormente conocer el acimut de la línea base con el ángulo entre el Sol y la señal. Por tratarse de observaciones en la tarde el resultado se debe de restar de 360°. (como se observa en la figura 3-5; para el primer resultado)

Cálculo del Acimut P.S.			
U	=	74° 56' 18.93"	74° 49' 42.28"
(-)	=	360° 00' 00.00"	360° 00' 00.00"
U	=	285° 03' 41.07"	285° 10' 17.72"
Cálculo del Acimut P.S.			
$\theta_{(SOL)}$	=	295° 02' 26.90"	295° 09' 06.50"
$\theta_{(SEÑAL)}$	=	115° 08' 30.12"	115° 08' 30.12"
Ang. Señal	=	179° 53' 56.78"	180° 00' 36.38"
U	=	285° 03' 41.07"	285° 10' 17.72"
Acimut	=	105° 09' 44.29"	105° 09' 41.34"
		Promedio	105° 09' 43.57"



Observaciones a la Polar:

Como anteriormente se comentó, es necesario, para observar a la estrella Polar, medir el tiempo no en el sistema solar común (que es el tiempo en que un punto en la Tierra da una vuelta con respecto al Sol), sino en un sistema sidéreo (que es el tiempo en que la Tierra se tarda en dar una vuelta sobre su eje de rotación).

Para esto es necesario hacer una transformación de tiempos, la corrección que se debe hacer esta dada por la siguiente ecuación:

$$T_{SL} = t_o + t_m + 0.0027379 \times t_m + \Delta\lambda$$

Si consideramos a $I_s = 0.0027379 \times t_m$ se tiene:

$$T_{SL} = t_o + t_m + I_s + \Delta\lambda$$

Donde:

- t_0 Es el tiempo sidéreo origen para el día de observación (viene señalado en el Anuario Astronómico).
- t_m Es el tiempo medio observado (o solar).
- I_s Es el intervalo sidéreo.
- $\Delta\lambda$ Es la diferencia en longitud con el meridiano regido por la zona (en este caso el Meridiano 90 al Oeste de Greenwich), aproximado del lugar para este caso el $\Delta\lambda = -00^h 35^m 55^s.30$, negativo por estar al Oeste del meridiano origen.

Como inicio se toma un tiempo medio cualquiera con el fin de colocar el reloj en el tiempo sidéreo del lugar (T_{SL}).

Tiempo Medio y Tiempo Sidéreo	
$t_0 =$	$17^h 53^m 57^s.60$
$t_m =$	$18^h 42^m 00^s.00$
$I_s =$	$00^h 03^m 04^s.32$
$\Sigma_{sum} =$	$36^h 39^m 01^s.92$
$-24^h =$	$-24^h 00^m 00^s.00$
$=$	$12^h 39^m 01^s.92$
$-\Delta\lambda =$	$-00^h 35^m 55^s.30$
$t_{SL} =$	$12^h 03^m 06^s.62$

Con esto se obtiene que para las $18^h 42^m 00^s.00$ de tiempo medio, se debe tener un tiempo sidéreo de $12^h 03^m 06^s.62$ en el reloj empleado para la observaciones, este tiempo T_{SL} se coloca cuando en el radio de onda corta se escucha el T_m anterior.

Como el tiempo sidéreo va más aprisa que el tiempo medio, es necesario conocer la marcha del reloj para de esta forma determinar la corrección a la hora de observación interpolando. Con este fin se hicieron los siguientes cálculos:

Radio	Promedio	Radio	Promedio
18 ^h 59 ^m 00 ^s		12 ^h 20 ^m 09 ^s .0	
19 ^h 00 ^m 00 ^s	19 ^h 00 ^m 00 ^s	12 ^h 21 ^m 08 ^s .9	12 ^h 21 ^m 08 ^s .97
19 ^h 01 ^m 00 ^s		12 ^h 22 ^m 09 ^s .0	
19 ^h 02 ^m 00 ^s		12 ^h 23 ^m 09 ^s .0	
19 ^h 03 ^m 00 ^s	19 ^h 03 ^m 00 ^s	12 ^h 24 ^m 08 ^s .9	12 ^h 24 ^m 08 ^s .97
19 ^h 04 ^m 00 ^s		12 ^h 25 ^m 09 ^s .0	
20 ^h 35 ^m 00 ^s		13 ^h 56 ^m 09 ^s .0	
20 ^h 36 ^m 00 ^s	20 ^h 36 ^m 00 ^s	13 ^h 57 ^m 09 ^s .0	13 ^h 57 ^m 09 ^s .0
20 ^h 37 ^m 00 ^s		13 ^h 58 ^m 09 ^s .0	
20 ^h 38 ^m 00 ^s		13 ^h 59 ^m 09 ^s .0	
20 ^h 39 ^m 00 ^s	20 ^h 39 ^m 00 ^s	14 ^h 00 ^m 09 ^s .0	14 ^h 00 ^m 09 ^s .0
20 ^h 40 ^m 00 ^s		14 ^h 01 ^m 09 ^s .0	

Para los tiempos medios se calculó el tiempo sidéreo correspondiente:

t_0	=	17 ^h 53 ^m 57 ^s .60	17 ^h 53 ^m 57 ^s .60	17 ^h 53 ^m 57 ^s .60	17 ^h 53 ^m 57 ^s .60
t_m	=	19 ^h 00 ^m 00 ^s .00	19 ^h 03 ^m 00 ^s .00	20 ^h 36 ^m 00 ^s .00	20 ^h 39 ^m 00 ^s .00
t_s	=	00 ^h 03 ^m 07 ^s .27	00 ^h 03 ^m 07 ^s .77	00 ^h 03 ^m 23 ^s .04	00 ^h 03 ^m 23 ^s .54
$\Sigma_{sum.}$	=	36 ^h 57 ^m 04 ^s .87	37 ^h 00 ^m 05 ^s .37	38 ^h 33 ^m 20 ^s .64	38 ^h 36 ^m 21 ^s .14
-24^h	=	24 ^h 00 ^m 00 ^s .00	24 ^h 00 ^m 00 ^s .00	24 ^h 00 ^m 00 ^s .00	24 ^h 00 ^m 00 ^s .00
	=	12 ^h 57 ^m 04 ^s .87	13 ^h 00 ^m 05 ^s .37	14 ^h 33 ^m 20 ^s .64	14 ^h 36 ^m 21 ^s .14
$-\Delta\lambda$	=	-00 ^h 35 ^m 55 ^s .30	-00 ^h 35 ^m 55 ^s .30	-00 ^h 35 ^m 55 ^s .30	-00 ^h 35 ^m 55 ^s .30
t_{SL}	=	12 ^h 21 ^m 09 ^s .57	12 ^h 24 ^m 10 ^s .07	13 ^h 57 ^m 25 ^s .34	14 ^h 00 ^m 25 ^s .84
Determinación de Δt_s					
t_{SL}	=	12 ^h 21 ^m 09 ^s .57	12 ^h 24 ^m 10 ^s .07	13 ^h 57 ^m 25 ^s .34	14 ^h 00 ^m 25 ^s .84
t_{obs}	=	12 ^h 18 ^m 08 ^s .97	12 ^h 24 ^m 08 ^s .97	13 ^h 57 ^m 09 ^s .00	14 ^h 00 ^m 09 ^s .00
Δt_s	=	+0 ^h 00 ^m 00 ^s .60	+0 ^h 00 ^m 01 ^s .10	+0 ^h 00 ^m 16 ^s .34	+0 ^h 00 ^m 16 ^s .84

Y con estos datos podemos calcular la marcha del reloj mediante la ecuación:

$$m = \frac{\Delta t' - \Delta t}{t' - t}$$

Donde:

$\Delta t'$ Es la corrección del tiempo final.

Δt Es la corrección del tiempo inicial.

t' Es el tiempo final.

t Es el tiempo inicial.

Por lo que se tiene:

$$m = \frac{16^{\circ}.84 - 00^{\circ}.60}{14^{\text{h}} 00^{\text{m}} 09^{\text{s}}.00 - 12^{\text{h}} 21^{\text{m}} 08^{\text{s}}.97}$$

$$m = \frac{16^{\circ}.24}{1^{\text{h}} 39^{\text{m}} 00^{\text{s}}.03}$$

$$m = 9.842374533 \text{ s/h (segundos por hora)}$$

A continuación se procede a realizar los cálculos a las observaciones de la estrella Polar, realizado el 20 de Junio de 1997.

P=736 mmB. \times 0.75=552 mm/Hg Temperatura=27 °C

Las observaciones que se hicieron son las que se muestran en el siguiente registro.

A	B _D		115°08'23.9"	
	B _I		295°08'36.9"	
	Polar I	13 ^h 25 ^m 30 ^s .04	189°45'16.1"	288°15'39.9"
	Polar I	13 ^h 26 ^m 57 ^s .63	189°45'34.4"	288°15'37.0"
	Polar D	13 ^h 29 ^m 16 ^s .50	09°45'52.0"	71°44'18.5"
	Polar D	13 ^h 30 ^m 20 ^s .49	09°46'08.0"	71°44'08.1"
	Polar D	13 ^h 33 ^m 06 ^s .31	09°46'48.5"	71°44'18.8"
	Polar D	13 ^h 33 ^m 54 ^s .14	09°46'55.2"	71°44'15.5"
	Polar I	13 ^h 35 ^m 31 ^s .01	189°47'17.9"	288°15'18.9"
	Polar I	13 ^h 36 ^m 29 ^s .74	189°47'20.9"	288°15'09.3"
	Polar I	13 ^h 40 ^m 40 ^s .18	189°48'18.9"	288°15'04.9"
	Polar I	13 ^h 41 ^m 23 ^s .00	189°48'23.0"	288°14'55.9"
	Polar D	13 ^h 42 ^m 38 ^s .02	09°48'38.1"	71°44'41.1"
	Polar D	13 ^h 43 ^m 29 ^s .23	09°48'47.0"	71°44'43.9"
	Polar D	13 ^h 46 ^m 06 ^s .26	09°49'19.9"	71°44'49.4"
	Polar D	13 ^h 46 ^m 59 ^s .99	09°49'38.9"	71°44'51.1"
	Polar I	13 ^h 48 ^m 19 ^s .71	189°49'55.3"	288°14'46.2"
	Polar I	13 ^h 49 ^m 22 ^s .41	189°50'06.1"	288°14'43.9"
	B _I		295°08'32.8"	
	B _D		115°08'10.5"	

A continuación se muestran los promedios:

A	B _D	T _{Obs}	Sid	Corr
	Polar D	13 ^h 28 ^m 01 ^s .17	115°08'23.53"	09°45'42.63"
	Polar D	13 ^h 34 ^m 45 ^s .30	09°47'05.63"	71°44'29.03"
	Polar D	13 ^h 42 ^m 02 ^s .61	09°48'31.75"	71°44'51.05"
	Polar D	13 ^h 47 ^m 42 ^s .09	09°49'45.05"	71°45'02.60"

Ya con los promedios se calcula la corrección al tiempo sidéreo de las observaciones:

Empleando la marcha del reloj obtenida anteriormente y que fue de:

$$m = 9.842374533 \text{ s/h (segundos por hora)}$$

Y el último tiempo calculado, después de las observaciones a la Polar (ya que es importante calcular la corrección al reloj antes y después de las observaciones que se hagan).

A las 14^h 00^m 09^s.00 se obtuvo un $\Delta t = +00^h 00^m 16^s.84$

Esto nos servirá para interpolar y así obtener las correcciones a los tiempos en que se hicieron las observaciones. Partiendo de la ecuación de la marcha del reloj se obtiene la corrección al tiempo observado:

$$\Delta t_s = \Delta t'_s - (t'_s - t_s) \times m$$

Obtención del Δt_s a los tiempos observados.				
t'_s	=	14 ^h 00 ^m 25 ^s .84	14 ^h 00 ^m 25 ^s .84	14 ^h 00 ^m 25 ^s .84
t_s	=	13 ^h 28 ^m 01 ^s .17	13 ^h 34 ^m 45 ^s .30	13 ^h 42 ^m 02 ^s .61
$(t'_s - t_s)$	=	00 ^h 32 ^m 07 ^s .83	00 ^h 25 ^m 23 ^s .70	00 ^h 18 ^m 06 ^s .39
$-(t'_s - t_s) \times m$	=	-00 ^h 00 ^m 05 ^s .27	-00 ^h 00 ^m 04 ^s .17	-00 ^h 00 ^m 02 ^s .97
$\Delta t'_s$	=	+00 ^h 00 ^m 16 ^s .84	+00 ^h 00 ^m 16 ^s .84	+00 ^h 00 ^m 16 ^s .84
Δt_s	=	+00 ^h 00 ^m 11 ^s .57	+00 ^h 00 ^m 12 ^s .67	+00 ^h 00 ^m 13 ^s .87
$t_{\text{Sobservado}}$	=	13 ^h 28 ^m 01 ^s .17	13 ^h 34 ^m 45 ^s .30	13 ^h 42 ^m 02 ^s .61
$t_{\text{S Real}}$	=	13 ^h 28 ^m 12 ^s .74	13 ^h 34 ^m 57 ^s .97	13 ^h 47 ^m 56 ^s .89

Con los tiempos corregidos se calculó la corrección a la distancia cenital:

Obtención de la Distancia Cenital				
Z =	71° 44' 17.42"	71° 44' 29.03"	71° 44' 51.05"	71° 45' 02.60"
R =	00° 02' 00.07"	00° 02' 00.09"	00° 02' 00.13"	00° 02' 00.16"
Z' =	71° 46' 17.49"	71° 46' 29.12"	71° 46' 51.18"	71° 47' 02.76"

Después se calculó la latitud del lugar, con el empleo de la ecuación respectiva y los datos de la Polar obtenidos del anuario.

$$\varphi = A - \rho'' \times \text{Cos } H + (1/2) \times \rho^{2''} \times \text{Sen}^2 H \times \text{Tan } A \times \text{Sen } 1''$$

$$y \ H = \theta - \alpha; \quad \alpha = 2^h \ 28^m \ 35^s.30 \quad \delta = 89^\circ \ 14' \ 48.1''$$

Donde:

- φ Es la latitud (del lugar de observación).
- A Es el complemento de la distancia cenital ($90^\circ - Z$).
- ρ Es la codeclinación de la polar, esta es el complemento de la declinación ($90^\circ - \delta$).
- H Es el ángulo horario del astro.
- θ Es el tiempo sidéreo.
- α Es la ascensión recta del astro para ese día (Contenido en el Anuario).

Obtención de la Altura				
Z' =	71° 46' 17.49"	71° 46' 29.12"	71° 46' 51.18"	71° 47' 02.76"
(-) =	90° 00' 00.00"	90° 00' 00.00"	90° 00' 00.00"	90° 00' 00.00"
A =	18° 13' 42.51"	18° 13' 30.88"	18° 13' 08.82"	18° 12' 57.24"

La declinación es: $\rho = 90^\circ \ 00' \ 00.00'' - 89^\circ \ 14' \ 48.1'' = 00^\circ \ 45' \ 11.9''$

Cálculo de la Latitud				
$t_s =$	13 ^h 28 ^m 12 ^s .74	13 ^h 34 ^m 57 ^s .97	13 ^h 42 ^m 16 ^s .48	13 ^h 47 ^m 56 ^s .89
$\alpha =$	02 ^h 28 ^m 35 ^s .30	02 ^h 28 ^m 35 ^s .30	02 ^h 28 ^m 35 ^s .30	02 ^h 28 ^m 35 ^s .30
$H^h =$	10 ^h 59 ^m 37 ^s .44	11 ^h 06 ^m 22 ^s .67	11 ^h 13 ^m 41 ^s .18	11 ^h 19 ^m 21 ^s .59
Multiplicando por 15 para pasarlo a grados.				
$H^\circ =$	164° 54' 21.60"	166° 35' 40.05"	168° 25' 17.71"	169° 50' 23.85"
Aplicando la Fórmula.				
$\varphi =$	18° 57' 20.85"	18° 57' 28.89"	18° 57' 25.54"	18° 57' 26.61"
Promedio = 18° 57' 25.37"				

También a partir de las observaciones a la Polar, podemos calcular el acimut de la línea base, esta es más precisa que con observaciones al Sol. Con el empleo de la siguiente ecuación:

$$\text{Sen } U = \frac{\text{Sen } H \times \text{Sen } \varphi}{\text{Sen } z'}$$

Y por estar la estrella a Oeste del Meridiano Local, su signo será negativo y se debe restar de 360°.

Aplicando la Fórmula.					
U	=	-00° 12' 23.48"	-00° 11' 01.92"	-00° 09' 33.01"	-00° 08' 23.60"
(-)	=	360° 00' 00.00"	360° 00' 00.00"	360° 00' 00.00"	360° 00' 00.00"
U	=	359° 47' 36.52"	359° 48' 58.08"	359° 50' 26.99"	359° 51' 36.40"
Obtención del ángulo entre la Polar y la Señal.					
$\theta_{(POLAR)}$	=	09° 45' 42.63"	09° 47' 05.63"	09° 48' 31.75"	09° 49' 45.05"
$\theta_{(SEÑAL)}$	=	115° 08' 23.53"	115° 08' 23.53"	115° 08' 23.53"	115° 08' 23.53"
Ang.Señal	=	105° 22' 40.90"	105° 21' 17.90"	105° 19' 51.78"	105° 18' 38.48"
U	=	359° 47' 36.52"	359° 48' 58.08"	359° 50' 26.99"	359° 51' 36.40"
Acimut	=	105° 10' 17.42"	105° 10' 15.98"	105° 10' 18.77"	105° 10' 14.88"
Promedio = 105° 10' 16.76"					

Pares de estrellas.

Posteriormente al calculo de la Latitud y el Acimut, la última coordenada que se necesita es la Longitud del lugar. Para esto, se observó al Par de estrellas N° 277, durante la noche del 20 y 21 de Junio de 1997.

Lugar: Municipio de Tlayacapan, Mor. Fecha: 20 – 21 Junio de 1997
 Latitud: 18°17'25" Longitud: 6° 35'55".3 Brigada:

N°	Nombre	Mag.	RA	Dec.	RA	Dec.	Nombre	Mag.	RA	Dec.
277	ϵ Pegasi	2	17 ^h 18 ^m	88° 06'	64° 18'		ϵ Virginis	3	17 ^h 26 ^m	273°24'

Los datos obtenidos en el lugar de observación fueron los que se muestran en la siguiente tabla.

PAR	HORA	RA	DEC.	RA	DEC.
277	Sup.	17 ^h 17 ^m 36 ^s .91		17 ^h 28 ^m 10 ^s .14	
	Med.	17 ^h 18 ^m 48 ^s .90	01 ^m 11 ^s .99	17 ^h 26 ^m 58 ^s .13	01 ^m 12 ^s .01
	Inf.	17 ^h 20 ^m 00 ^s .45	01 ^m 11 ^s .55	17 ^h 25 ^m 45 ^s .17	01 ^m 12 ^s .96
Promedio		17 ^h 18 ^m 48 ^s .75		17 ^h 26 ^m 57 ^s .81	
Final		64° 18' 59.10"		64° 18' 31.80"	

Al igual que con la Polar, se hace necesario determinar el estado del reloj, así como la obtención de la marcha, para esto se hicieron los siguientes promedios que se observan en la siguiente tabla.

Reloj	Promedio	Reloj	Promedio
23 ^h 22 ^m 00 ^s		16 ^h 43 ^m 09 ^s .1	
23 ^h 23 ^m 00 ^s	23 ^h 00 ^m 00 ^s	16 ^h 44 ^m 09 ^s .1	16 ^h 44 ^m 09 ^s .13
23 ^h 24 ^m 00 ^s		16 ^h 45 ^m 09 ^s .2	
23 ^h 25 ^m 00 ^s		16 ^h 46 ^m 09 ^s .1	
23 ^h 26 ^m 00 ^s	23 ^h 26 ^m 00 ^s	16 ^h 47 ^m 09 ^s .1	16 ^h 47 ^m 09 ^s .10
23 ^h 27 ^m 00 ^s		16 ^h 48 ^m 09 ^s .1	
00 ^h 11 ^m 00 ^s		17 ^h 32 ^m 09 ^s .2	
00 ^h 12 ^m 00 ^s	00 ^h 12 ^m 00 ^s	17 ^h 33 ^m 09 ^s .1	17 ^h 33 ^m 09 ^s .13
00 ^h 13 ^m 00 ^s		17 ^h 34 ^m 09 ^s .1	
00 ^h 14 ^m 00 ^s		17 ^h 35 ^m 09 ^s .1	
00 ^h 15 ^m 00 ^s	00 ^h 16 ^m 00 ^s	17 ^h 36 ^m 09 ^s .1	17 ^h 36 ^m 09 ^s .10
00 ^h 16 ^m 00 ^s		17 ^h 37 ^m 09 ^s .1	

Para los tiempos medios se calculó el tiempo sidéreo correspondiente:

$t_0 =$	17 ^h 53 ^m 57 ^s .60	17 ^h 53 ^m 57 ^s .60	17 ^h 57 ^m 54 ^s .10	17 ^h 57 ^m 54 ^s .10
$t_m =$	23 ^h 23 ^m 00 ^s .00	23 ^h 26 ^m 00 ^s .00	00 ^h 12 ^m 00 ^s .00	00 ^h 15 ^m 00 ^s .00
$t_s =$	00 ^h 03 ^m 50 ^s .48	00 ^h 03 ^m 50 ^s .97	00 ^h 00 ^m 01 ^s .97	00 ^h 00 ^m 02 ^s .46
$\Sigma_{sum} =$	41 ^h 20 ^m 48 ^s .08	41 ^h 23 ^m 48 ^s .57	18 ^h 09 ^m 56 ^s .07	18 ^h 12 ^m 56 ^s .56
$-24^h =$	24 ^h 00 ^m 00 ^s .00	24 ^h 00 ^m 00 ^s .00		
$=$	17 ^h 20 ^m 48 ^s .08	17 ^h 23 ^m 48 ^s .57	18 ^h 09 ^m 56 ^s .07	18 ^h 12 ^m 56 ^s .56
$-\Delta\lambda =$	-00 ^h 35 ^m 55 ^s .30	-00 ^h 35 ^m 55 ^s .30	-00 ^h 35 ^m 55 ^s .30	-00 ^h 35 ^m 55 ^s .30
$t_{SL} =$	16 ^h 44 ^m 52 ^s .78	16 ^h 47 ^m 53 ^s .27	17 ^h 34 ^m 00 ^s .77	17 ^h 37 ^m 01 ^s .26
$t_{SL} =$	16 ^h 44 ^m 52 ^s .78	16 ^h 47 ^m 53 ^s .27	17 ^h 34 ^m 00 ^s .77	17 ^h 37 ^m 01 ^s .26
$t_{sobs} =$	16 ^h 44 ^m 09 ^s .13	16 ^h 47 ^m 09 ^s .10	17 ^h 33 ^m 09 ^s .13	17 ^h 36 ^m 09 ^s .10
$\Delta t_s =$	+00 ^h 00 ^m 43 ^s .65	+00 ^h 00 ^m 44 ^s .17	+00 ^h 00 ^m 51 ^s .64	+00 ^h 00 ^m 52 ^s .16

Con estos datos podemos calcular la marcha del reloj:

$$m = \frac{52^s.16 - 43^s.65}{17^h 36^m 09^s.10 - 16^h 44^m 09^s.13}$$

$$m = \frac{08^{\circ}.24}{0^{\text{h}} 51^{\text{m}} 59^{\text{s}}.97}$$

$$m = 9.819325186 \text{ s/h}$$

A las $17^{\text{h}} 36^{\text{m}} 09^{\text{s}}.10$ se tiene un $\Delta t = +00^{\text{h}} 00^{\text{m}} 52^{\text{s}}.16$

Esto nos servirá para interpolar y obtener las correcciones a los tiempos en que se hicieron las observaciones. Empleando la ecuación:

$$\Delta t_s = \Delta t'_s - (t'_s - t_s) \times m$$

Observación del tiempo de observación		
$t'_s =$	$17^{\text{h}} 36^{\text{m}} 09^{\text{s}}.10$	$17^{\text{h}} 36^{\text{m}} 09^{\text{s}}.10$
$t_s =$	$17^{\text{h}} 18^{\text{m}} 48^{\text{s}}.75$	$17^{\text{h}} 26^{\text{m}} 57^{\text{s}}.81$
$(t'-t) =$	$00^{\text{h}} 17^{\text{m}} 20^{\text{s}}.35$	$00^{\text{h}} 09^{\text{m}} 11^{\text{s}}.29$
$-(t'-t) \times m =$	$-00^{\text{h}} 00^{\text{m}} 02^{\text{s}}.84$	$-00^{\text{h}} 00^{\text{m}} 01^{\text{s}}.50$
$\Delta t' =$	$+00^{\text{h}} 00^{\text{m}} 52^{\text{s}}.16$	$+00^{\text{h}} 00^{\text{m}} 52^{\text{s}}.16$
$\Delta t =$	$+00^{\text{h}} 00^{\text{m}} 49^{\text{s}}.32$	$+00^{\text{h}} 00^{\text{m}} 50^{\text{s}}.66$
$t_s \text{ Observado} =$	$17^{\text{h}} 18^{\text{m}} 48^{\text{s}}.75$	$17^{\text{h}} 26^{\text{m}} 57^{\text{s}}.81$
$t_s \text{ Real} =$	$17^{\text{h}} 19^{\text{m}} 38^{\text{s}}.07$	$17^{\text{h}} 27^{\text{m}} 48^{\text{s}}.47$

Estos tiempos calculados junto con los datos de las estrellas obtenidos del anuario nos servirán para realizar el cálculo del tiempo por alturas iguales de dos estrellas.

Estación: Plaza de Tlavacapan, Mor. $\phi: 18^{\circ} 57' 25.47''$ Fecha: 20-21 Junio de 1997
 Observador: _____ Cronómetro: _____

Fórmulas:

$$H = \frac{1}{2} (\alpha_E - \alpha_W) + \frac{1}{2} (t_W - t_E)$$

$$\Delta H = \frac{\delta_W - \delta_E}{30} \left[\frac{\text{Tan } \phi}{\text{Sen } H} - \frac{\text{Tan } \delta}{\text{Tan } H} \right]$$

$$\Delta t = \frac{1}{2} (\alpha_E - \alpha_W) + \Delta H - \frac{1}{2} (t_W + t_E) + \frac{Z_W - Z_E}{30 \times \text{Cos } \phi \times \text{Sen } Az}$$

t_E	17 ^h 19 ^m 38 ^s .07	$Z_E = 64^{\circ} 18' 59.10''$
t_W	17 ^h 27 ^m 48 ^s .47	$Z_W = 64^{\circ} 18' 31.80''$
$t_W - t_E$	00 ^h 08 ^m 10 ^s .40	$(Z_W - Z_E) = -0^{\circ} 00' 27.30''$
$\frac{1}{2}(t_W - t_E)$	00 ^h 04 ^m 05 ^s .20	
$t_W + t_E$	34 ^h 47 ^m 26 ^s .54	$Az_E = 88^{\circ} 06' 00.00''$
$\frac{1}{2}(t_W + t_E)$	17 ^h 23 ^m 43 ^s .27	$Az_W = 86^{\circ} 36' 00.00''$
α_E	21 ^h 44 ^m 03 ^s .50	$(Az_E + Az_W) = 174^{\circ} 42' 00.00''$
α_W	13 ^h 02 ^m 04 ^s .90	$\frac{1}{2}(Az_E + Az_W) = 87^{\circ} 21' 00.00''$
$\alpha_E - \alpha_W$	08 ^h 41 ^m 58 ^s .60	
$\frac{1}{2}(\alpha_E - \alpha_W)$	04 ^h 20 ^m 59 ^s .30	$Z_W - Z_E = -00^h 00^m 00^s.96 = K$
$\alpha_E + \alpha_W$	34 ^h 46 ^m 08 ^s .40	$30 \text{ Cos } \phi \text{ Sen } Az$
$\frac{1}{2}(\alpha_E + \alpha_W)$	17 ^h 23 ^m 04 ^s .20	
H^h	04 ^h 25 ^m 04 ^s .50	Donde:
H°	66° 16' 07.50"	t_E y t_W Son los tiempos de observación de las
δ_E	09° 51' 48.00"	Estrellas al Este y al Oeste respectivamente.
δ_W	10° 58' 19.00"	α_E y α_W Son las ascensiones de las estrellas al Este
$\delta_W + \delta_E$	20° 50' 07.00"	y al Oeste respectivamente.
$\frac{1}{2}(\delta_W + \delta_E)$	10° 25' 03.50"	δ_E y δ_W Son las declinaciones de las estrellas vistas
$\delta_W - \delta_E$	01° 06' 31.00"	al Este y al Oeste respectivamente.
$\frac{1}{2}(\delta_W - \delta_E)$	00° 33' 15.50"	H Es el ángulo horario de la Polar.
ΔH	00 ^h 00 ^m 39 ^s .16	ΔH Es la diferencia que se obtiene con la H real.
$\frac{1}{2}(\alpha_E + \alpha_W)$	17 ^h 23 ^m 04 ^s .20	K Es una constante de corrección.
$-\frac{1}{2}(t_W + t_E)$	-17 ^h 23 ^m 43 ^s .27	Δt Es la corrección que se debe hacer al reloj para
K	-00 ^h 00 ^m 00 ^s .96	obtener la hora real.
Δt	-00 ^h 00 ^m 00 ^s .87	
A las	17 ^h 23 ^m 43 ^s .27	

Una vez obtenida la corrección real del reloj, se calcula el $\Delta\lambda$ del lugar, empleando los tiempos que nos sirvieron para obtener la marcha del reloj, y de la fórmula de esta se despeja Δt_s como se indica a continuación:

$$\Delta t_s = \Delta t'_s - (t'_s - t_s) \times m$$

Que es empleada para hacer los siguientes cálculos:

Cálculo de $\Delta\lambda$		
$t'_s =$	17 ^h 36 ^m 09 ^s .10	16 ^h 44 ^m 09 ^s .13
$t_s =$	17 ^h 23 ^m 04 ^s .20	17 ^h 23 ^m 04 ^s .20
$(t'_s - t_s) =$	00 ^h 13 ^m 04 ^s .90	00 ^h 38 ^m 55 ^s .07
$-(t'_s - t_s) \times m =$	-00 ^h 00 ^m 02 ^s .14	-00 ^h 00 ^m 06 ^s .37
$\Delta t_s =$	-00 ^h 00 ^m 00 ^s .87	-00 ^h 00 ^m 00 ^s .87
$\Delta t'_s =$	+00 ^h 00 ^m 01 ^s .27	-00 ^h 00 ^m 07 ^s .24
$t'_s \text{ Observado} =$	17 ^h 36 ^m 09 ^s .10	16 ^h 44 ^m 09 ^s .13
$t'_s \text{ Real} =$	17 ^h 36 ^m 10 ^s .37	16 ^h 44 ^m 01 ^s .89
$t_s \text{ Real} =$	17 ^h 19 ^m 38 ^s .07	17 ^h 20 ^m 48 ^s .08
$\Delta\lambda =$	-00 ^h 36 ^m 46 ^s .23	-00 ^h 36 ^m 46 ^s .19

Pero al obtener solamente un resultado y tomarlo como válido, esto no es confiable, se tuvo que determinar un valor más confiable, para esto se hicieron observaciones al Sol, conociendo el valor verdadero de la latitud.

Observaciones al Sol:

Con el fin de obtener la longitud del lugar se hicieron las siguientes observaciones al Sol, el día 22 de Junio de 1999. Las observaciones se pueden apreciar en la siguiente tabla o registro.

$P = 742.17 \text{ mmB.} \times 0.75 = 556.63 \text{ mm/Hg}$ Temperatura = 32 °C

$\phi = 18^{\circ}57'25.47''$

$\Delta t = +1^{\text{s}}.0$

A	B _D	Time	Altitude	Distance
			53°14'30.0"	
	Sol _D	08 ^h 22 ^m 34 ^s .60	21°47'40.0"	59°26'46.0"
	Sol _D	08 ^h 23 ^m 04 ^s .90	21°48'59.0"	59°19'52.0"
	Sol _I	08 ^h 24 ^m 31 ^s .40	201°15'28.0"	301°30'51.0"
	Sol _I	08 ^h 25 ^m 01 ^s .60	201°16'44.0"	301°37'44.0"
	B _I		233°14'41.0"	
A	B _D		53°14'37.0"	
	Sol _D	08 ^h 41 ^m 24 ^s .50	22°32'19.0"	55°10'25.0"
	Sol _D	08 ^h 41 ^m 51 ^s .30	22°33'14.0"	55°04'19.0"
	Sol _I	08 ^h 43 ^m 26 ^s .90	201°57'59.0"	305°48'26.0"
	Sol _I	08 ^h 43 ^m 58 ^s .40	201°58'59.0"	305°55'38.0"
	B _I		233°14'34.0"	
A	B _D		53°14'47.0"	
	Sol _D	09 ^h 00 ^m 45 ^s .20	23°12'14.0"	50°46'20.0"
	Sol _D	09 ^h 01 ^m 14 ^s .80	23°12'58.0"	50°39'34.0"
	Sol _I	09 ^h 02 ^m 21 ^s .20	202°33'50.0"	310°07'06.0"
	Sol _I	09 ^h 02 ^m 48 ^s .10	202°34'17.0"	310°13'00.0"
	B _I		233°14'17.0"	
A	B _D		53°14'40.0"	
	Sol _D	09 ^h 19 ^m 43 ^s .30	23°44'25.0"	46°26'21.0"
	Sol _D	09 ^h 20 ^m 16 ^s .90	23°45'20.0"	46°18'48.0"
	Sol _I	09 ^h 21 ^m 43 ^s .50	203°03'12.0"	314°32'15.0"
	Sol _I	09 ^h 22 ^m 16 ^s .20	203°03'49.0"	314°39'50.0"
	B _I		233°14'35.0"	

De aquí se obtienen los siguientes promedios que sumados al Δt nos dan los datos de la siguiente tabla:

Δt	P.V.	Promedio		
A	B _D		53°14'35.50"	
	Sol _D	08 ^h 23 ^m 49 ^s .13	21°32'12.75"	58°54'30.75"
A	B _D		53°14'35.50"	
	Sol _D	08 ^h 42 ^m 41 ^s .28	22°15'37.75"	54°37'40.00"
A	B _D		53°14'32.00"	
	Sol _D	09 ^h 01 ^m 48 ^s .33	22°53'19.75"	50°16'27.00"
A	B _D		53°14'37.50"	
	Sol _D	09 ^h 21 ^m 00 ^s .98	23°24'11.50"	45°53'16.00"

Con los promedios se continua con la corrección a la distancia cenital (z), como se indica en la tabla siguiente:

	Corrección a la Distancia Cenital			
z =	58° 54' 30.75"	54° 37' 40.00"	50° 18' 27.00"	45° 53' 16.00"
R =	00° 01' 05.08"	00° 00' 55.28"	00° 00' 47.23"	00° 00' 40.48"
-P =	-00° 00' 07.54"	-00° 00' 07.18"	-00° 00' 06.77"	-00° 00' 06.32"
z' =	58° 55' 28.29"	54° 38' 28.10"	50° 17' 07.46"	45° 53' 50.16"

Con base en el Anuario Astronómico, se busca la Declinación del Sol para ese día, y su variación horaria (Vh), esto por tratarse de un astro cercano a la Tierra en la que:

$\delta = +23^\circ 26' 13.00''$ y su variación horaria de $-0.70''$

Así realizamos los cálculos para obtener la declinación del Sol a la hora de observación como se ve en la tabla.

	Reducción de la Declinación			
TM =	08 ^h 23 ^m 49 ^s .13	08 ^h 42 ^m 41 ^s .28	09 ^h 01 ^m 48 ^s .33	09 ^h 21 ^m 00 ^s .98
Vh =	-0.70"	-0.70"	-0.70"	-0.70"
=	-00° 00' 05.88"	-00° 00' 06.10"	-00° 00' 06.32"	-00° 00' 06.55"
$\delta_{(mesorwa)}$ =	+23° 26' 13.00"	+23° 26' 13.00"	+23° 26' 13.00"	+23° 26' 13.00"
$\delta_{(de lugar)}$ =	+23° 26' 07.12"	+23° 26' 06.90"	+23° 26' 06.68"	+23° 26' 06.45"

Con estos datos podemos emplear la siguiente ecuación para el cálculo del ángulo horario:

$$\tan^2 \frac{1}{2} H = \frac{\text{Sen}(S - \delta) \times \text{Sen}(S - \varphi)}{\text{Cos}(S) \times \text{Cos}(S - z')}$$

Cálculo del ángulo horario					
z'	=	58° 55' 28.29"	54° 38' 28.10"	50° 17' 07.46"	45° 53' 50.16"
δ	=	23° 26' 07.12"	23° 26' 06.90"	23° 26' 06.68"	23° 26' 06.45"
φ	=	18° 57' 25.47"	18° 57' 25.47"	18° 57' 25.47"	18° 57' 25.47"
$2S$	=	101° 19' 00.88"	97° 02' 00.47"	92° 40' 39.61"	88° 17' 22.08"
S	=	50° 39' 30.44"	48° 31' 00.23"	46° 20' 19.80"	44° 08' 41.04"
$(S - z')$	=	-08° 15' 57.85"	-06° 07' 27.86"	-03° 56' 47.65"	-01° 45' 09.12"
$(S - \delta)$	=	27° 13' 23.32"	25° 04' 53.33"	22° 54' 13.12"	20° 42' 34.59"
$(S - \varphi)$	=	31° 42' 04.97"	29° 33' 34.76"	27° 22' 54.33"	25° 11' 15.57"
Con estos datos podemos emplear la ecuación anterior y se obtiene:					
Ángulo horario					
H°	=	63° 30' 58.61"	58° 48' 05.84"	54° 01' 23.84"	49° 13' 20.67"
H^h	=	04 ^h 14 ^m 03 ^s .91	03 ^h 55 ^m 12 ^s .39	03 ^h 36 ^m 05 ^s .59	03 ^h 16 ^m 53 ^s .38
Con este dato calculamos la diferencia de longitud en el lugar como sigue:					
Cálculo de Longitud					
HPSM90°WG=	=	12 ^h 01 ^m 56 ^s .00	12 ^h 01 ^m 56 ^s .00	12 ^h 01 ^m 56 ^s .00	12 ^h 01 ^m 56 ^s .00
H^h	=	04 ^h 14 ^m 03 ^s .91	03 ^h 55 ^m 12 ^s .39	03 ^h 36 ^m 05 ^s .59	03 ^h 16 ^m 53 ^s .38
Dif.	=	07 ^h 47 ^m 52 ^s .09	08 ^h 06 ^m 43 ^s .61	08 ^h 25 ^m 50 ^s .41	08 ^h 45 ^m 02 ^s .62
TM	=	08 ^h 23 ^m 49 ^s .13	08 ^h 42 ^m 41 ^s .28	09 ^h 01 ^m 48 ^s .33	09 ^h 21 ^m 00 ^s .98
$\Delta\lambda$	=	-00 ^h 35 ^m 57 ^s .04	-00 ^h 35 ^m 57 ^s .67	-00 ^h 35 ^m 57 ^s .92	-00 ^h 35 ^m 58 ^s .36
Promedio $\Delta\lambda = 00^h 35^m 57.747^s$					

III.1.4.- Resultados.

Se hizo un promedio de los resultados obtenidos y se estableció como base para el levantamiento inicial en campo del Poblado de Tlayacapan, las siguientes coordenadas que nos indican su ubicación geográfica de este lugar.

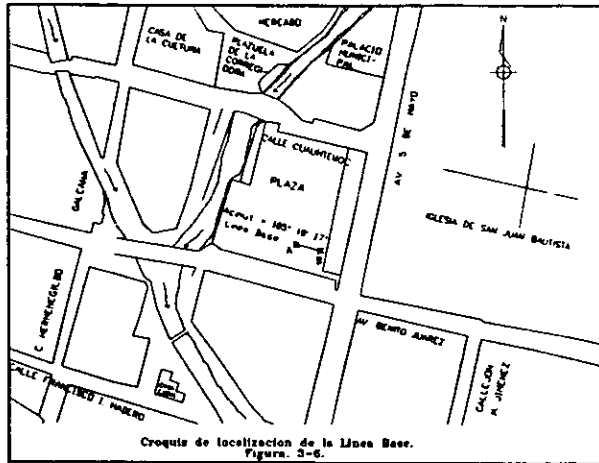
Latitud astronómica: Norte 18° 57' 25.47"

Longitud astronómica: Oeste 98° 59' 26.21"

Se obtuvo el acimut astronómico para una línea base.

A-B como se indica en el croquis de la figura 3-6.

Y el $Az_{A-B} = 105^{\circ} 10' 17''$ es el inicio para el trabajo del levantamiento Topográfico.



III.2.- Posicionamiento de una línea base empleando el Sistema de Posicionamiento Global.

Otro sistema empleado para conocer las coordenadas geográficas de un lugar y que en la actualidad es muy utilizado es el sistema de posicionamiento Global (conocido más por sus siglas en inglés GPS, Global Position System), que sirve para integrar este tipo de trabajo a la Red Geodésica Nacional, antes, durante o después del trabajo de campo.

Así, una línea base GPS consiste en un par de estaciones, para las que se han observado simultáneamente datos GPS (datos de medición de señales enviadas por satélites).

El sistema de posicionamiento satelital, es uno de los avances más relevantes y de vanguardia con los que cuenta la ingeniería topográfica para conocer con exactitud y rapidez la posición geográfica de uno o más puntos, que estén sobre la tierra, en el mar o sobre un avión en vuelo.

Este sistema fue utilizado para dar posición a dos vértices que integraron el control topográfico del proyecto en Tlayacapan.

La precisión alcanzada en el posicionamiento puede ir desde algunos metros, centímetros y de hasta milímetros dependiendo de la exactitud que se quiera alcanzar; así como también, del tiempo de recepción, que puede ir desde unos minutos hasta un par de horas, el tipo de equipo y la geometría de los satélites.

III.2.1.- Descripción del sistema de Posicionamiento Global.

Este sistema de posicionamiento, fue diseñado para ser utilizado las 24 horas en forma continua y en cualquier parte del mundo. Desarrollado por el departamento de la Defensa de los Estados Unidos de Norte América, para el conocimiento de la posición geográfica en cualquier parte del mundo, permite la navegación en cualquier lugar del planeta, con rapidez y exactitud, al principio su uso fue con fines militares, pero posteriormente se puso a disposición de uso civil. A la constelación de satélites que lo conforman se le conoce con el nombre de NAVSTAR (Navigation Satellite Timing and Ranging). Quedando bajo el control del Departamento de Defensa, quien si lo considera necesario puede alterar el código S (servicio de posicionamiento estándar) emitido por los satélites, impidiendo el empleo del sistema.

Este sistema vino a remplazar al sistema "transit", también satelital que contenía 5 satélites orbitando la Tierra, para el cual se necesitaba dejar el receptor instalado durante 72 horas continuas, y en donde solo se podían conseguir precisiones de decímetros.

Las posibilidades óptimas del sistema solo pueden ser aprovechadas por organismos militares, restringiéndose su uso a organismos científicos y usuarios mediante el código de precisión o código P (código protegido).

Al sistema lo conforman tres segmentos principales:

- A) El segmento espacial,
- B) el Segmento de control y
- C) el segmento utilitario.

En el segmento espacial, se comprende la constelación NAVSTAR que está conformado por 18 satélites principales y 7 satélites de repuesto, que orbitan la superficie de la Tierra, a una altura aproximada de 22,200 kilómetros, y un período de recorrido de doce horas sidéreas.

Los 18 satélites se distribuyen en 6 planos orbitales, con una inclinación de 55° respecto al ecuador, cada plano contiene tres satélites uniformemente espaciados (a 120° cada uno). Esta configuración asegurará que sobre el horizonte de cualquier lugar de la Tierra serán simultáneamente visibles entre 4 y 7 satélites, permaneciendo aquellos que sean cenitales más de 5 horas sobre el horizonte de la estación y que permitirá la continuidad de la observación, es decir, mínimo de 4 satélites, durante las 24 horas.

La precisión del GPS está basada en la calidad de los relojes (o osciladores), de muy alta estabilidad colocados a bordo de los satélites, dicha estabilidad es del orden de 10^{-11} a 10^{-12} para los de rubídium, de 10^{-12} a 10^{-13} para los de césium, y de 10^{-11} para los de hidrógeno, esto convierte al GPS en una escala de tiempo exacta y accesible.

El oscilador del satélite generan una frecuencia fundamental de la que se derivan las restantes frecuencias y señales utilizadas, mediante multiplicadores de factores 154 y 120, se obtienen dos frecuencias portadoras en la banda L, L1 y L2. Sobre estas dos portadoras se modulan las señales de navegación conocidas como código P (precise or Protected Code) sobre L1 y L2, y el código C/A (Course/Adquisition or Clear/Access) o código S (Standard Positioning Service) sobre L1.

Sobre ambas portadoras se transmite el mensaje de navegación del satélite. El mensaje se estructura en 5 sub-mensajes o bloques que contienen:

Bloque 1.- Almacena los parámetros de corrección del reloj, proporcionando información sobre el estado de tiempo del satélite con respecto al GPS.

Bloque 2 y 3.- Contiene las efemérides del satélite, predichas por el segmento de control, mediante la que se hace posible el cálculo aproximado de la posición del satélite, estas efemérides contienen los elementos orbitales y las correcciones a los mismos.

Bloque 4.- Reservado para mensajes.

Bloque 5.- Contiene el almanaque de datos de un satélite, así como su estado de operatividad y correcciones al reloj.

Cada bloque contiene una palabra que se repite cada 6 segundos y que permite la sincronización para pasar del código S, al código P a los usuarios autorizados. Los datos transmitidos en los bloques 2, 3 y 5, se obtienen a través de órbitas predichas mediante cálculos.

El segmento de control, este es parte del sistema y se conforma por una estación maestra ubicada en Colorado Springs y cuatro estaciones rastreadoras emplazadas en Hawaii, Kwajalein, Ascensión y Diego Garcia, así como una estación inyectora que controla y actualiza la información que constantemente transmiten los satélites.

El segmento utilitario, esta constituido por todos los equipos, permanentes u ocasionales utilizados para la recepción de las señales emitidas por los satélites y que son empleados para el posicionamiento, este consiste de un receptor que esta integrado por los elementos físicos y lógicos necesarios para el control, seguimiento, registro, almacenamiento, visualización de datos y convierte los datos en posición tridimensional, velocidad y tiempo, basado en un sistema geocéntrico cartesiano determinado, que se transforma para posteriormente ser presentada en coordenadas geográficas.

Debido a que los receptores están en constante desarrollo, no es posible hacer una descripción a detalle de cualquiera de ellos. Pero los componentes principales de estos son:

Antena y preamplificador.

Componentes de radio frecuencia.

Unidad de control y pantalla.

Unidad de almacenamiento de datos.

Fuente de poder (batería).

Un receptor GPS, recibe las señales de los satélites dependiendo de su número y arreglo de canales:

En paralelo con múltiples canales.

En forma secuencial rápida.

En multiplexación.

En el mercado hay los que cuentan desde uno hasta doce canales.

III.2.2.- Metodología y planeación de la misión.

Dentro de la metodología empleada, se encuentra el método por el cual se obtendrá la posición de un punto.

Esta puede ser de dos maneras: Puntual (absoluto) o Diferencial (relativo).

La primera técnica se utiliza para determinar la posición en tiempo real de puntos independientes, sin correlación entre ellos, teniendo por ventaja que solo se requiere de un instrumento y la posición se obtiene en forma inmediata. Dejando el aparato unos cuantos minutos, con una precisión de 5 a 25 metros, dependiendo del tipo de receptor con que se cuente.

Con esta técnica se determinan las coordenadas 3D del receptor directamente en forma de coordenadas cartesianas X,Y,Z y posteriormente en coordenada geodésicas ϕ , λ , h , utilizando un sistema de referencia que se emplee en la zona de trabajo. Esta modalidad es aplicable tanto en mediciones cinemáticas (coordenadas y vector velocidad), como estáticas (coordenadas). Esta modalidad puede ser utilizada como paso previo al posicionamiento relativo en cada estación de la base.

El posicionamiento Diferencial es en el que se calculan las coordenadas de uno o más receptores con relación a otro fijo cuyas coordenadas se suponen conocidas con precisión. Esta modalidad requiere un tratamiento posterior a la recepción de los datos individuales que ha de efectuarse en un centro de cálculo por lo que el posicionamiento relativo de precisión se realiza en tiempo diferido, esto queda aplicable al control de movimientos muy lentos.

relativo de precisión se realiza en tiempo diferido, esto queda aplicable al control de movimientos muy lentos.

La segunda técnica es más precisa, ya que utiliza dos o más receptores que registran los datos simultáneamente, correlacionando uno o más puntos, de esta manera se anulan los errores causados por la refracción atmosférica, deriva del reloj, degradación de las órbitas, etc. y se incrementa la precisión de los datos, así mismo, se registran en el mismo período de observación para que posteriormente se obtenga el resultado procesando los datos registrados de ambas estaciones, de los cuales, una se considera como estación de referencia o base, donde las coordenadas son conocidas y la otra es la estación móvil o de campo, cuyas coordenadas se van a determinar. Para aplicaciones topográficas y geodésicas se emplean diferentes metodologías basadas principalmente en el tipo diferencial, con sus diferentes modalidades como son: estático, cinemático,seudocinemático y estático rápido.

De estas cuatro ultimas hablaremos de las dos primeras las cuales son de utilidad en los trabajos comprendidos en esta tesis.

Estático.- Este es el método clásico más preciso, en el cual se ocupan dos o más receptores simultáneamente por un tiempo que depende de la precisión que se desea alcanzar y del receptor, este va desde 30 minutos hasta 2 horas. Donde los receptores quedan fijos en los lugares prestablecidos (uno con coordenadas conocidas y otro en las que se desea establecer su posición) sin moverse mientras dura el posicionamiento. Este es el método que se empleó para posicionar los puntos de control en Tlayacapan.

Cinemático.- Al igual que el anterior, se requieren dos o más receptores, donde uno es colocado en un punto de coordenadas conocidas el otro u otros, son cambiados a una serie de puntos. En estos puntos se hacen observaciones breves, o bien pueden ser móviles transportados en vehículos, y solo a determinado tiempo se graban datos. Una vez recorrida toda la ruta planeada, todos los receptores regresan al punto donde se encuentra el receptor base, a manera de verificación. Para esta técnica se requiere que los receptores contacten como mínimo cuatro satélites o de preferencia más, ya que esto reduce los efectos de geometría pobre de satélites y pérdida momentánea de la señal.

Antes de iniciar el método cinemático es necesario conocer las obstrucciones sobre la ruta hacia los puntos por posicionar.

Para cualquier trabajo que se realice con GPS hay que tener en cuenta ciertas consideraciones, con el fin de evitar un retraso en tiempos, por ejemplo:

- 1.-Ubicar de preferencia los nuevos vértices en lugares libres de vegetación alta y evitar las partes donde haya obstrucciones naturales o artificiales, así como, procurar los lugares de fácil acceso.
- 2.-De preferencia en cada vértice se debe de construir un monumento de concreto, con una placa metálica incrustada que permita su identificación, esto en el caso de que se requiera definir bien su posición, para posteriores trabajos.
- 3.-Por cada vértice posicionado se toman un par de fotografías panorámicas, en donde aparezca el punto en cuestión y algunos detalles sobresalientes que faciliten la localización del mismo.
- 4.-Durante las sesiones de recepción y para cada uno de los vértices, se llena la hoja de registro en la cual se anota el itinerario de llegada, descripción, croquis, nomenclatura, fecha y demás datos (ver el formato 3-7).
- 5.-Es indispensable formar una nomenclatura de cada vértice que se posiciona.

Las características propias de las señales emitidas por los satélites y las relativas a la configuración de la constelación NAVSTAR (número de satélites sobre el horizonte) permiten ser tratados con diferentes técnicas de medición.

Estas son:

- Seudodistancia.**
- Medición Doppler.**
- Medida de diferencia de fase o interferométrica.**

La técnica de posicionamiento por medio de pseudodistancias consiste en la determinación de un valor aproximado de la distancia satélite-estación, en función del tiempo que una determinada marca de tiempo tarda en llegar desde el satélite al receptor. Si los relojes del satélite y del receptor estuviesen exactamente sincronizados, o sea, que su estado relativo en el momento de la medida fuese igual a cero, el intervalo medido en el reloj del receptor desde la salida hasta la llegada del impulso, una vez corregida de las perturbaciones sufridas por la trayectoria, proporcionaría el valor de la distancia al ser escalado por la velocidad de la luz. Si esta determinación se efectúa simultáneamente sobre tres o cuatro satélites bajo las mismas condiciones, por un simple problema de resección (intersección inversa de distancia o de esferas con centro en el satélite y radio igual a cada distancia), se obtendría la posición de la estación con una precisión en función de las distancias, es decir, de la relativa medida del tiempo de tránsito. Sin embargo ya que existen discrepancias entre los relojes y las perturbaciones, esto proporciona un valor falso del tiempo de tránsito, obteniéndose a partir del mismo un valor erróneo de la distancia que es representado como pseudodistancia.

Planeación de la misión. Como se ha dicho para el ingeniero es preciso para todo trabajo en que participa la planificación de las actividades y en el caso de un levantamiento GPS, es indispensable, como en cualquier observación geodésica, de esta, en el cual se hace necesario establecer una estrategia para el desarrollo de la misión (como se le conoce al levantamiento con GPS) que combine los requisitos necesarios en precisión y con el tiempo mínimo de observación.

La planificación inicia con la determinación de la posibilidad de la observación y una vez cumplido esto, por el estudio de las horas y satélites más adecuados para ella. Con este fin debe realizarse una observación previa en un lugar cercano a la red para coleccionar los almanaques de todos los satélites y con el cual pueden diseñarse los correspondientes gráficos de visibilidad y operatividad de los satélites con ayuda del empleo de un software que viene con el equipo o conseguido de otra forma.

En este caso por tratarse del posicionamiento de una sola línea de puntos GPS solo se recurrió a analizar de forma aproximada la visibilidad de satélites, ya que se estaría el

tiempo suficiente en cada estación para desechar los datos en los que hubiera poca precisión debido a la geometría de los satélites.

Decidida la fecha de inicio de la operación y del orden de cómo van a estacionarse los vértices, debe de permanecer en cada estación un operador experimentado para atenderla, quien previamente debe de reseñar todos los datos relativos a la estación.

Las operaciones realizadas por el operador desde el momento en que comienza el funcionamiento de la estación pueden resumirse en:

- A) Centrado de la antena y cuidadosa medida de su altura.
- B) Conexiones antena receptor, fuente de energía, etc. y encendido del instrumento.
- C) Comprobación del correcto funcionamiento e introducción manual de los datos de la estación.
- D) Seguimiento, mediante frecuentes test, de la operación desarrollada para evitar errores en la medición.

HOJA DE REGISTRO PARA LEVANTAMIENTOS CON GPS.		
ESTACION:	SESION:	FECHA:
OBSERVADOR:	TIPO DE CLIMA:	
TIPO DE RECEPTOR:		
LAT. INI.:		
LAT. FIN.:		
HORA DE INICIO DE LA SESION	HORA AL TERMINAR LA SESION	
PLANEADA:	PLANEADA:	
EN CAMPO:	EN CAMPO:	
ALTURA DE LA ANTENA:		
COMENTARIOS:		
SATELITES OBSERVADOS:		
CROQUIS DE UBICACIÓN:		

Figura 3-7.

III.2.3.- Posicionamiento y post-procesamiento global.

Una vez determinadas las condiciones para el posicionamiento este se realizó el día 19 de junio de 1999, tomando como base el punto GPS situado en la cercanía de la estación del metro Pantitlán conocido como vértice 2, cuyas coordenadas geodésicas fueron obtenidas con un receptor geodésico marca ASTECH, modelo PXII de origen norteamericano, con un receptor, una antena geodésica y accesorios. En el modo diferencial, se estima una precisión de 5mm +/- 2ppm en la medida de la línea y que se correlacionaron con la estación de INEGI en Toluca, Estado de México. El resultado se obtuvo posteriormente procesando los datos de ambas estaciones en una PC con el programa TRIMVEC, obteniéndose la latitud y la longitud del punto dando por resultado:

Latitud Norte 19° 24' 57.69525"

Longitud Oeste 99° 04' 16.38050"

Altitud 2227.814 metros.

Referidas al Dátum NAD27 y que maneja el elipsoide de Clarke de 1866.

Así mismo las estaciones de campo fueron dos puntos de la poligonal principal conocidos como 10000 y 10006 ya que cumplían con las características determinadas con anterioridad del lugar.

Para esto se emplearon dos receptores GPS Tipo Garmin que pueden alcanzar una precisión de 1 metro, y la sesión duró un período de dos horas para cada estación, empleando el método de diferencial estático. En el receptor de base se grabaron dos archivos dependiendo del período de tiempo que se dio para cada estación de campo, de igual manera se obtuvieron dos archivos en este último receptor de campo.

Las hojas de registro que se hicieron en la estación base se pueden ver en las figuras 3-8, 3-10 y las que se realizaron en campo en las figuras 3-9 y 3-11.

Una vez almacenados los datos el post-procesamiento de datos se llevo a cabo en gabinete, empleando una computadora 486 y el software proporcionado, conocido como PC100S2.

Mediante dicho programa se subieron los datos, primero los de la base (en Pantitlán) y posteriormente los de campo (vértice 10000), creando el software un archivo de correcciones, con base a los datos grabados en la sesión del receptor en la base y las coordenadas de la estación, para posteriormente incorporar los datos del receptor de campo y así seleccionar o desechar las seudodistancias de la base y el campo y relacionarlos para calcular las coordenadas de la estación de campo.

Posteriormente se hizo lo mismo con los datos del vértice 10006 en la otra estación GPS en campo.

HOJA DE REGISTRO PARA LEVANTAMIENTOS CON GPS.

ESTACION: 2 Pantitlán	SESION: 1 ^{ra}	FECHA: 19-JUN 1999
OBSERVADOR: Adrián Baltazar G.		TIPO DE CLIMA: Soleado.
TIPO DE RECEPTOR: GARMIN GPS 100 SRVY II		
LAT. INI.:		
LAT. FIN.:		

HORA DE INICIO DE LA SESION	HORA AL TERMINAR LA SESION
PLANEADA: 11:00 HRS.	PLANEADA: 13:00 HRS.
EN CAMPO: 11:01 HRS.	EN CAMPO: 13:01 HRS.
ALTURA DE LA ANTENA: 1.570 m.	

COMENTARIOS:

SATELITES OBSERVADOS:

4, 5, 7, 8, 9, A, O, Q, U

CROQUIS DE UBICACIÓN:

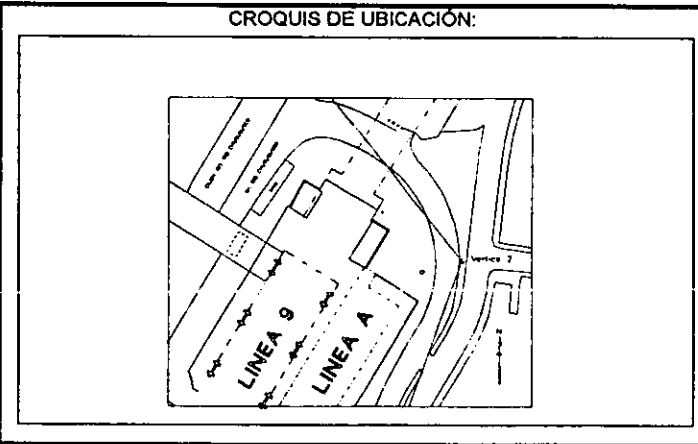


Figura 3-8.

HOJA DE REGISTRO PARA LEVANTAMIENTOS CON GPS.

ESTACION: Vértice 10000	SESION: 1 ^{ra}	FECHA: 19-JUN 1999
OBSERVADOR: Gonzalo Miranda R.		TIPO DE CLIMA: Soleado.
TIPO DE RECEPTOR: GARMIN GPS 100 SRVY II		
LAT. INI.:		
LAT. FIN.:		

HORA DE INICIO DE LA SESION	HORA AL TERMINAR LA SESION
PLANEADA: 11:00 HRS.	PLANEADA: 13:00 HRS.
EN CAMPO: 10:30 HRS.	EN CAMPO: 12:00 HRS.
ALTURA DE LA ANTENA: 1.600 m.	

COMENTARIOS: La hora difiere por la mala comunicación entre la base y el Campo.

SATELITES OBSERVADOS:

7, 8, 9, A, E

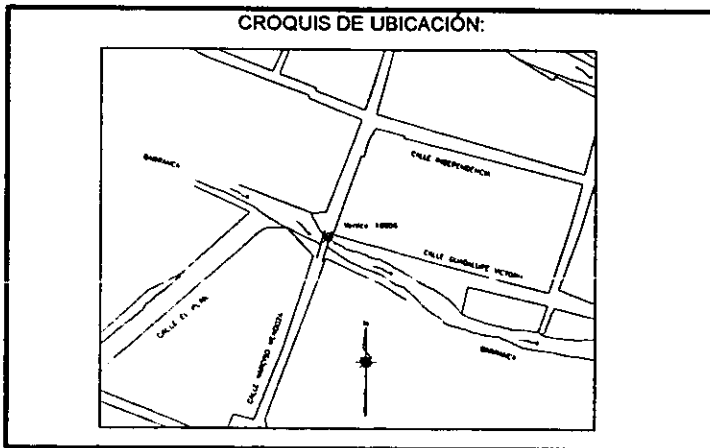


Figura 3-9.

HOJA DE REGISTRO PARA LEVANTAMIENTOS CON GPS.

ESTACION: 2 Pantitlán	SESION: 2 ^{da}	FECHA: 19-JUN 1999
OBSERVADOR: Adrian Baltazar G.	TIPO DE CLIMA: Soleado.	
TIPO DE RECEPTOR: GARMIN GPS 100 SRVY II		
LAT. INI.:		
LAT. FIN.:		

HORA DE INICIO DE LA SESION	HORA AL TERMINAR LA SESION
PLANEADA: 13:30 HRS.	PLANEADA: 15:30 HRS.
EN CAMPO: 13:29 HRS.	EN CAMPO: 15:31 HRS.
ALTURA DE LA ANTENA: 1.570 m.	

COMENTARIOS:

SATELITES OBSERVADOS:

5, 6, A, H, N, O, Q, U

CROQUIS DE UBICACIÓN:

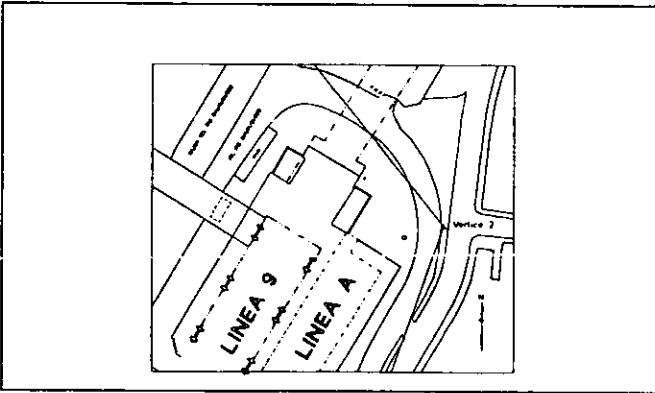


Figura 3-10.

HOJA DE REGISTRO PARA LEVANTAMIENTOS CON GPS.

ESTACION: Vértice 10006	SESION: 2 ^{da}	FECHA: 19-JUN 1999
OBSERVADOR: Gonzalo Miranda R.		TIPO DE CLIMA: Soleado.
TIPO DE RECEPTOR: GARMIN GPS 100 SRVY II		
LAT. INI.:		
LAT. FIN.:		

HORA DE INICIO DE LA SESION	HORA AL TERMINAR LA SESION
PLANEADA: 13:30 HRS.	PLANEADA: 15:30 HRS.
EN CAMPO: 13:00 HRS.	EN CAMPO: 15:01 HRS.
ALTURA DE LA ANTENA: 1.700 m.	

COMENTARIOS: La hora difiere por la mala comunicación entre la base y el campo.

SATELITES OBSERVADOS:
7, 8, 9, A, E

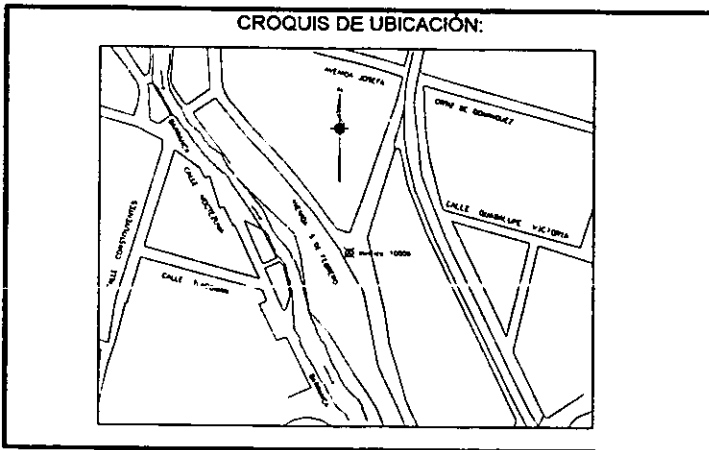


Figura 3-11.

III.2.4.- Resultados.

Como se menciona se hicieron mediciones con el sistema GPS en dos vértices de la poligonal principal de Tlayacapan, obteniéndose mediante el software los siguientes resultados:

Estación 10006: **Latitud Norte 18° 57' 16.629"**
 Longitud Oeste 98° 59' 14.660"
 Altitud 1626.70 m

Estación 10000: **Latitud Norte 18° 57' 09.332"**
 Longitud Oeste 98° 58' 52.927"
 Altitud 1623.00 m

Ambos referidos al Dátum NAD27 con su elipsoide de Clarke de 1866.

En base a cálculos posteriores de la poligonal principal, en donde los resultados están referidos a partir del acimut astronómico, se determino que la línea formada por los vértices 10000 a 10006 tiene:

Distancia = 675.214 m
Acimut = 109° 25' 15.55"

Y en donde al pasar las coordenadas geográficas, obtenidas mediante el GPS, al sistema de coordenadas UTM se obtuvieron las siguientes coordenadas:

Vértice 10000:
Norte = 2095582.003
Este = 501961.506

Vértice 10006:
Norte = 2095806.222
Este = 501325.923

A partir de esto se determinó:

Distancia = 673.974 m
Acimut = 109° 25' 54.10"

Comparando los resultados esto nos da una diferencia de:

Distancia = 1.24 m
Acimut = 0° 00' 38.55"

Que se encuentra dentro de lo aceptable considerando que la precisión del Garmin no es suficiente referente a distancia pero en cuanto a dirección si lo es.

III.3.- Análisis y comparación de los resultados obtenidos entre ambos métodos.

El uso del sistema GPS, reemplaza sustancialmente la metodología tradicional de levantamientos geodésicos, con ventajas técnicas y económicas que se reflejan en el abatimiento de tiempos y costos de ejecución teniendo por ventajas:

- 1.- La comunicación visual innecesaria entre puntos. (Indispensable en los levantamientos de triangulación, trilateración y triangulateración tradicionales).
- 2.- Independencia de las condiciones meteorológicas (esto se refleja en que sino se puede observar a la estación, o en caso de astronomía, no se visualizan los astros es imposible determinar la ubicación del lugar y se pierde tiempo).
- 3.- Precisiones absolutas, no existe la propagación de errores.
- 4.- Uso continuo del sistema las 24 horas del día (condiciones de horas extras de trabajo y propagación de costos).

Sin embargo es necesario determinar el costo en la adquisición de un equipo, o su renta dependiendo del tiempo de empleo de este.

La precisión que cabe esperar de las mediciones efectuadas sobre el GPS sólo pueden estimarse (de forma aproximada) analizando los diversos factores que pueden perturbar la medida o limitar las posibilidades del sistema. De esta forma la precisión también depende de la

modalidad de la medida, no es lo mismo medir en un método cinemático a diferencia del método estático, ni dentro de ellas en la modalidad de posicionamiento absoluto o posicionamiento relativo.

Además los factores que limitan la precisión pueden resumirse en:

- A) Geometría de la constelación observada.
- B) Precisión de la técnica de medición.
- C) Precisión con que pueden eliminarse o modelarse los efectos troposféricos e ionosféricos sobre la propagación de la señal.
- D) Precisión de las efemérides.
- E) Errores imputables a la estación.
- F) Errores instrumentales.
- G) Alteración del código por parte del departamento de defensa.

Como se vio los datos obtenidos mediante observaciones astronómicas sobre la superficie de la Tierra, así como por el Sistema de Posicionamiento Global, empleando este un sistema de referencia que se ajusta hasta cierto grado a la Forma de la Tierra (Elipsoide de Clarke de 1866), se comportan de manera parecida, sin embargo hay que tener en cuenta que lo indicado y el objetivo final del geodesta, es crear un sistema de referencia que se ajuste mucho más a la superficie de nuestro país. Con esto se quiere decir crear un propio Dátum y por consiguiente su elipsoide.

No nos referimos a que las coordenadas astronómicas tengan que coincidan a la perfección con las elipsoidales sobre un punto cualquiera de la República, sino un sistema que se acerque a la realidad para nuestro país y que sea único. Ya que de otra forma se implementarían para cada levantamiento un Dátum o un sistema que más convenga a los usuarios y para su posterior uso se tendrá que realizar un sin fin de correcciones que volverán más costoso la unificación de los levantamientos y en donde resultará más barato y fácil volver a realizar el levantamiento.

Es por esto que a principios del año de 1995, El instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), en su carácter de institución rectora, normativa y coordinadora de los

servicios nacionales de información geográfica y responsable directo de la información geodésica, emitió un documento llamado "La nueva Red Geodésica Nacional" en la que se da a conocer a todos los usuarios de la geodesia y la cartografía; los elementos del nuevo sistema nacional de referencia geodésico, en vías de adopción y posterior oficialización donde se constituye el nuevo marco de referencia geodésico nacional, para aplicarlo de manera más eficiente y provechosa.

Durante muchos años, México ha desarrollado su información geodésica tomando como marco de referencia el Dátum Norteamericano de 1927 conocido como NAD27 (North American Datum of 1927) y que es el conjunto de componentes que define el tamaño y forma del elipsoide de referencia que se ha seleccionado. Para el dátum geodésico, se elige un punto de control como origen, el cual se define su altura sobre el elipsoide y el geoide, tomando como referencia el nivel medio del mar; en el origen, tanto el geoide y el elipsoide coincide, se le asignan los valores de coordenadas latitud, longitud y altura, donde la desviación de la vertical es nula en este origen), y asociado con el elipsoide de Clarke de 1866 y esto no solo lo ha llevado a cabo el INEGI sino otras instituciones que han tenido que recurrir a la información geodésica existente y acuden a esta organización, misma que se le ha dado el uso con fines de apoyo a diversos levantamientos de campo dentro del marco del NAD27, con el cual se pretendió alcanzar precisiones 1:25,000 sin embargo, debido a inconsistencias en los métodos de observación, cálculos no rigurosos y no haber realizado un ajuste integral de los datos de movimientos de la corteza terrestre la precisión alcanzada es de tan solo 1: 15,000.

Con el advenimiento de nuevos equipos de medición tales como: distanciómetros electrónicos y el posicionamiento satelital las precisiones que se pueden alcanzar son muy superiores a la precisión real de la red NAD27, por lo que en este sistema no resulta adecuado referir los trabajos hechos con dichos equipos, ya que el NAD27 no es compatible con los modernos equipos de medición, y dados los requerimientos de contar con información actualmente precisa, se llegó a la conclusión de cambiar de Sistema Geodésico de referencia llamado ITRF 92 época 1988 (International Earth Rotation Service –IERS Servicio Internacional de Rotación terrestre- Terrestrial Reference Frame of 1992 –Marco de Referencia Terrestre de 1992-), el cual fue seleccionado por INEGI para usarse en México.

IV.- CONTROL PLANIMETRICO.

La función principal del levantamiento topográfico es el de trasladar al plano puntos determinados del terreno, partiendo en planimetría, de una recta medida y orientada que se le conoce como línea base.

El levantamiento planimétrico es necesario realizarlo por etapas formando redes apoyadas unas en otras; esta conforma la base en la que esta apoyado el levantamiento. De forma general la primera red de apoyo la constituye la triangulación o red trigonométrica, a continuación le sigue la red topográfica o de poligonación conocida como de primer orden, que se encuentran entre los puntos trigonométricos; posteriormente la red de segundo orden intercalada entre las de primero o entre estas mismas y la triangulación; si las circunstancias requieren un número de puntos poligonales mayor que los proporcionados, puede hacerse una mayor densificación mediante las poligonales de tercer orden que están apoyadas en las anteriores.

De esta forma, realizando todo esto es como se va conformando la planimetría, pudiéndose realizar en forma conjunta la nivelación, mediante la nivelación trigonométrica.

IV.1.- Control planimétrico de primer orden.

Como se dijo para la topografía, la primera red la constituye la triangulación o red trigonométrica que es considerada la más exacta, ya que esta basada en triángulos que son bien medidos y que se consideran la figura más rígida, para este caso las redes de triángulos no son necesarias ya que el área del municipio de Tlayacapan no es tan extensa como para tener una rigidez mayor.

El progreso en la construcción de instrumentos, en especial para la medición de distancias, ha hecho posible ampliar más el uso de los sistemas poligonales como parte esencial del apoyo topográfico para todas las variedades del levantamiento y además reemplaza la triangulación,

conservando la precisión asegurada por esta y disminuyendo los costos, debido al ahorro de tiempo.

Otro aspecto por el cual no aplican los sistemas de triangulación consiste en el surgimiento de los receptores GPS, con este método se aumenta la precisión, así como se disminuye el costo y el tiempo.

A la triangulación le sigue la segunda red conocida como topográfica o de poligonación, esta es inferior a la red trigonométrica y se basa en ir midiendo sucesivamente rectas que unen dos puntos y el ángulo que forman dos lados de la poligonal, partiendo de un vértice para llegar a otro vértice (que son puntos espaciados de la poligonal), previamente establecidos, formando una malla.

En el inicio del levantamiento de Tlayacapan, se sustituyó a la triangulación por una red poligonal de alta precisión, a esta red se le consideró como el apoyo principal para efectuar el levantamiento.

IV.1.1.- Metodología y levantamiento planimétrico de la poligonal principal.

Se define como poligonación: al método de levantamiento horizontal que consiste en un conjunto de líneas conectadas en sus extremos en forma sucesiva conformando una línea quebrada, en la que se miden todas las distancias y se observan todos los ángulos, para de esta manera obtener las coordenadas de los puntos que constituyen los extremos de cada línea y que se conocen con el nombre de vértices. De acuerdo a esta definición comenzaremos a explicar la metodología que se siguió para realizar el levantamiento de la poligonal principal.

Conforme al reconocimiento de campo y según la extensión del terreno se establecieron 19 vértices que conformaron dicha poligonal.

Para la medición de ángulos y distancias de la poligonal principal se empleó un teodolito electrónico serie T-1600, complementado con un distanciómetro serie DI 1600, de Leica.

Se trasladó el acimut de la línea base a él vértice origen de la poligonal; la línea base se encontraba en el centro del poblado y para darle coordenadas iniciales era necesario ubicarse en el extremo mas alejado, es decir, en la parte suroeste del municipio. Es recomendable que en el levantamiento no se lleguen a obtener coordenadas negativas de los vértices, pues esto provoca confusiones y por consiguiente errores.

Después de conocer las constantes que se necesita introducir en el aparato T-1600 y que son indispensables para operarlo, estas son: el error de colimación, el error de índice vertical, las partes por millón (en función de la temperatura y presión o la altura), la constante del prisma, así como el formato de grabado de datos (identificador del número de grabado, ángulo horizontal, ángulo vertical y distancia horizontal). El siguiente paso, fue el levantamiento en campo de la poligonal; el procedimiento que se hizo en cada uno de los vértices fue el mismo, por lo que solo nos referiremos en forma general a uno de ellos.

De acuerdo a las especificaciones en el uso del instrumento, para el grabado de datos, durante el levantamiento fue necesario primero, establecer el número identificador del vértice en que se encontraba centrado y nivelado el teodolito, el número identificador del vértice de atrás, y el de adelante.

Una vez hecho esto se observaba en posición directa el vértice de atrás y se marcaba la dirección en ceros ($0^{\circ} 00' 00''$) en el instrumento, a continuación se hacían varias mediciones de la distancia (esto se hacía para determinar un valor promedio, ya que la verticalidad del prisma dependía de la nivelación que realizaba el cadenero a mano por lo que esta era inestable), una vez hecho esto se anotaban y grababan los datos obtenidos.

Posteriormente se observaba el vértice de adelante en la misma posición (directa), e igualmente se medía la distancia, se anotó esta y la dirección marcada, así se grababan los datos; luego se da vuelta de campana al telescopio y se observa de nuevo al vértice de atrás, se anota y graba la dirección marcada, sin medir distancia, e igualmente con el vértice de adelante.

Todo el procedimiento anterior constituyó una serie, para obtener mayor precisión se realizaron dos series en cada vértice y en el caso que la segunda serie no coincidiera con la primera, se realizaba una tercera para desechar la observación que no correspondía, así se hizo lo mismo en cada punto de apoyo.

IV.1.2.- Cálculo y ajuste de los datos de la poligonal principal.

Una vez hechas las mediciones se procedió a realizar los cálculos, para esto se obtuvieron promedios de las distancias, así como de los ángulos observados, con estos y el acimut inicial se determinaron los rumbos de los lados de la poligonal. Todos estos datos nos sirvieron para conformar una tabla de calculo, que es la que utilizamos para compensar las observaciones por el Método del Tránsito y así determinar las coordenadas de los vértices, que son las requeridas para empezar a propagar el control planimétrico por medio de poligonales complementarias hacia el interior y exterior de la poligonal principal.

Compensación de los ángulos observados.

Los promedios de los ángulos internos de la poligonal fueron los siguientes:

V	Ángulo interno
10000	86° 58' 08"
10001	179° 15' 22"
10002	184° 07' 43"
10003	177° 43' 10"
10004	115° 57' 18"
10005	276° 49' 53"
10006	61° 26' 06"
10007	176° 23' 12"
10008	175° 05' 28"
10009	189° 09' 59"
10010	226° 13' 47"
10011	35° 42' 42"
10012	179° 19' 00"
10013	181° 26' 55"
10014	91° 53' 23"
10015	181° 56' 26"
10016	89° 44' 09"
10017	268° 44' 23"
11000	182° 04' 30"
Σ	3030° 13' 24"

Comprobación del cierre angular.

Como se obtuvieron los ángulos interiores de una poligonal cerrada, se debe de cumplir la condición en donde la sumatoria de dichos ángulos es igual a:

$$\Sigma \text{Angs. Ints.} = 180^\circ \times (n - 2)$$

Donde:

n = Número de vértices de la poligonal.

Sustituyendo:

$$\Sigma \text{Angs. Ints.} = 180^\circ \times (19 - 2) = 180^\circ \times (17) = 3060^\circ 00' 00''$$

Como es lógico que al sumar los ángulos medidos en campo, el resultado obtenido no es igual al de la condición, debido a que siempre existen pequeñas discrepancias, y que el valor de cada ángulo observado no es el valor verdadero, sino el más aproximado que fue posible obtener, así:

$$\text{Suma de los ángulos medidos} = 3060^\circ 01' 34''$$

$$E_A = \text{Suma de ángulos} - \Sigma \text{Angs. Ints.} = 3060^\circ 01' 34'' - 3060^\circ 00' 00'' = +0^\circ 01' 34''$$

La discrepancia que existió entre la suma teórica y la encontrada fue de $+0^\circ 01' 34''$ a lo que se le considera como error de cierre angular (E_A), esta cantidad para ser aceptada debe ser menor que la cantidad máxima permitida o tolerable y que esta en función de la precisión que se desea alcanzar para esto se calculo la tolerancia con la siguiente ecuación:

$$\text{Tolerancia} = \pm a \times (n)^{\frac{1}{2}}$$

Donde: a es la precisión angular aceptable y
n es el número de vértices.

Por lo que se tiene:

$$\text{Tolerancia} = \pm 30'' \times (19)^{\frac{1}{2}} = \pm 0^{\circ} 02' 11''$$

30'' es la aproximación que se acepto antes de iniciar los trabajos. Y dado que $(E_A) = +0^{\circ}01'34''$ es menor que la tolerancia, se considera aceptable este error.

Existen dos formas más usadas para repartir el error, se optó por la siguiente:

El error se reparte por igual a cada una de las observaciones que se hicieron, esto debido a que no se conocerán los valores verdaderos de los ángulos, y ya que se consideran con el mismo peso a dichas observaciones, de esta forma, la discrepancia se dividió entre el número de vértices resultando una constante, conocida como corrección angular (C_A), la cuál para este caso se resta a cada observación, por haber sido mayor la sumatoria de ángulos observados y para que se cumpla con la condición inicial.

$$E_A = 0^{\circ} 01' 34''$$

$$C_A = E_A / \text{Núm. de ángulos}$$

$$C_A = 0^{\circ} 01' 34'' / 19 \approx 0^{\circ} 00' 05''$$

V	Ángulos Observados	V	Ángulos Corregidos
10000	86° 58' 08"	10000	86° 58' 03"
10001	179° 15' 22"	10001	179° 15' 17"
10002	184° 07' 43"	10002	184° 07' 38"
10003	177° 43' 10"	10003	177° 43' 05"
10004	115° 57' 18"	10004	115° 57' 13"
10005	276° 49' 53"	10005	276° 49' 48"
10006	61° 26' 06"	10006	61° 26' 01"
10007	176° 23' 12"	10007	176° 23' 07"
10008	175° 05' 28"	10008	175° 05' 23"
10009	189° 09' 59"	10009	189° 09' 54"
10010	226° 13' 47"	10010	226° 13' 42"
10011	35° 42' 42"	10011	35° 42' 37"
10012	179° 19' 00"	10012	179° 18' 55"
10013	181° 26' 55"	10013	181° 26' 50"
10014	91° 53' 23"	10014	91° 53' 18"
10015	181° 56' 26"	10015	181° 56' 21"
10016	89° 44' 09"	10016	89° 44' 04"
10017	268° 44' 23"	10017	268° 44' 19"
11000	182° 04' 30"	11000	182° 04' 25"
Σ	3060° 01' 34"	Σ	3060° 00' 00"

Con los ángulos corregidos se calcularon los rumbos astronómicos de cada uno de los lados de la poligonal de apoyo en función del acimut de la línea que fue orientada.

El acimut de la línea base $A - B = 105^\circ 10' 17''$

Para mayor facilidad en los cálculos se determinan primero los acimutes y posteriormente se pasaron a rumbos; no obstante puede hacerse directamente.

Cálculo de los acimutes:

Con el acimut de la línea base se determinó primero el acimut de un lado de la poligonal, este fue: Lado 10000 – 10001 = $105^\circ 30' 06''$

Para posteriormente calcular los acimutes de los lados de la poligonal principal.

Para el cálculo de los acimutes se utilizaron dos casos:

PRIMER CASO	SEGUNDO CASO
Quando el acimut no pasa de 180 grados:	Quando el acimut pasa de los 180 grados:
Acimut conocido	Acimut conocido
+ 180°	- 180°
+ ángulo	+ ángulo
Nuevo Acimut	Nuevo Acimut
Si el acimut pasa de 360° se le debe restar los 360°	Si el acimut pasa de 360° se le debe restar los 360°

Cálculo de los Acimutos

Acimut 10000 – 10001 = 105° 30' 06"	Acimut 10008 – 10009 = 12° 17' 38"
+ 180° = 180° 00' 00"	+ 180° = 180° 00' 00"
Suma = 285° 30' 06"	Suma = 192° 17' 38"
Angulo en 10001 = 179° 15' 17"	Angulo en 10009 = 189° 09' 54"
Suma = 464° 45' 23"	Suma = 381° 27' 32"
- 360° 00' 00" = 360° 00' 00"	- 360° 00' 00" = 360° 00' 00"
Acimut 10001 – 10002 = 104° 45' 23"	Acimut 10009 – 10010 = 21° 27' 32"
+ 180° = 180° 00' 00"	+ 180° = 180° 00' 00"
Suma = 284° 45' 23"	Suma = 201° 27' 32"
Angulo en 10002 = 184° 07' 38"	Angulo en 10010 = 226° 13' 42"
Suma = 468° 53' 01"	Suma = 427° 41' 14"
- 360° 00' 00" = 360° 00' 00"	- 360° 00' 00" = 360° 00' 00"
Acimut 10002 – 10003 = 108° 53' 01"	Acimut 10010 – 10011 = 67° 41' 14"
+ 180° = 180° 00' 00"	+ 180° = 180° 00' 00"
Suma = 288° 53' 01"	Suma = 247° 41' 14"
Angulo en 10003 = 177° 43' 05"	Angulo en 10011 = 35° 42' 37"
Suma = 466° 36' 06"	Acimut 10011 – 10012 = 283° 23' 51"
- 360° 00' 00" = 360° 00' 00"	- 180° = 180° 00' 00"
Acimut 10003 – 10004 = 106° 36' 06"	Suma = 103° 23' 51"
+ 180° = 180° 00' 00"	Angulo en 10012 = 179° 18' 55"
Suma = 286° 36' 06"	Acimut 10012 – 10013 = 282° 42' 46"
Angulo en 10004 = 115° 57' 13"	- 180° = 180° 00' 00"
Suma = 402° 33' 19"	Suma = 102° 42' 46"
- 360° 00' 00" = 360° 00' 00"	Angulo en 10013 = 181° 26' 50"
Acimut 10004 – 10005 = 42° 33' 19"	Acimut 10013 – 10014 = 284° 09' 36"
+ 180° = 180° 00' 00"	- 180° = 180° 00' 00"
Suma = 222° 33' 19"	Suma = 104° 09' 36"
Angulo en 10005 = 276° 49' 48"	Angulo en 10014 = 91° 53' 18"
Suma = 499° 23' 07"	Acimut 10014 – 10015 = 196° 02' 54"
- 360° 00' 00" = 360° 00' 00"	- 180° = 180° 00' 00"
Acimut 10005 – 10006 = 139° 23' 07"	Suma = 16° 02' 54"
+ 180° = 180° 00' 00"	Angulo en 10015 = 181° 56' 21"
Suma = 319° 23' 07"	Acimut 10015 – 10016 = 197° 59' 15"
Angulo en 10006 = 61° 26' 01"	- 180° = 180° 00' 00"
Suma = 380° 49' 08"	Suma = 17° 59' 15"
- 360° 00' 00" = 360° 00' 00"	Angulo en 10016 = 89° 44' 04"
Acimut 10006 – 10007 = 20° 49' 08"	Acimut 10016 – 10017 = 107° 43' 19"
+ 180° = 180° 00' 00"	+ 180° = 180° 00' 00"
Suma = 200° 49' 08"	Suma = 287° 43' 19"
Angulo en 10007 = 176° 23' 07"	Angulo en 10017 = 268° 44' 19"
Suma = 377° 12' 15"	Suma = 556° 27' 38"
- 360° 00' 00" = 360° 00' 00"	- 360° 00' 00" = 360° 00' 00"
Acimut 10007 – 10008 = 17° 12' 15"	Acimut 10017 – 11000 = 196° 27' 38"
+ 180° = 180° 00' 00"	- 180° = 180° 00' 00"
Suma = 197° 12' 15"	Suma = 16° 27' 38"
Angulo en 10008 = 175° 05' 23"	Angulo en 11000 = 182° 04' 25"
Suma = 372° 17' 38"	Acimut 11000 – 10000 = 198° 32' 03"
- 360° 00' 00" = 360° 00' 00"	- 180° = 180° 00' 00"
Acimut 10008 – 10009 = 12° 17' 38"	Suma = 18° 32' 03"
	Angulo en 10000 = 86° 58' 03"
	Acimut 10000 – 10001 = 105° 30' 06"

Una vez calculados los acimutes, se procedió a su transformación a rumbos para efecto de conocer las proyecciones de las distancias sobre los ejes "Y" e "X", en la tabla de cálculo, se hizo de la siguiente manera:

Como ambos sistemas están referidos al Norte astronómico, es sabido que el plano en que están referidos los acimutes se divide en cuatro cuadrantes o zonas que son conocidas como: Noreste, Sureste, Suroeste y Noroeste, estas a su vez se dividen cada uno en 90°. El acimut puede caer en cualquiera de estos cuadrantes:

- a.- Cuando el acimut no pasa de 90°, el rumbo es directo y es Noreste (NE).
- b.- Cuando el acimut pasa de 90°, se le resta de 180° y el rumbo es Sureste (SE).
- c.- Cuando el acimut pasa de 180°, se le resta 180° y el rumbo es Suroeste (SW).
- d.- Cuando el acimut pasa de 270°, se le resta de 360° y el rumbo es Noroeste (NW).

Tomando como casos particulares que cuando el acimut es de 0° exacto, su rumbo es Norte, a los 90° su rumbo es Este, a los 180° su rumbo es Sur y a los 270° su rumbo es Oeste.

Rumbos de la poligonal principal:

Id:	Rumbo:
10000-10001	SE 74° 29' 54"
10001-10002	SE 75° 14' 37"
10002-10003	SE 71° 06' 59"
10003-10004	SE 73° 23' 54"
10004-10005	NE 42° 33' 19"
10005-10006	SE 40° 36' 53"
10006-10007	NE 20° 49' 08"
10007-10008	NE 17° 12' 15"
10008-10009	NE 12° 17' 38"
10009-10010	NE 21° 27' 32"
10010-10011	NE 67° 41' 14"
10011-10012	NW 76° 36' 09"
10012-10013	NW 77° 17' 14"
10013-10014	NW 75° 50' 24"
10014-10015	SW 16° 02' 54"
10015-10016	SW 17° 59' 15"
10016-10017	SE 72° 16' 41"
10017-11000	SW 16° 27' 38"
11000-10000	SW 18° 32' 03"

Promedio de las distancias medidas de los lados de la poligonal principal.

Para la obtención de cada una de los promedios de las distancias de la poligonal de apoyo, se utilizó la siguiente fórmula.

$$P = \frac{\sum \text{distancias medidas}}{\text{Núm. de mediciones}}$$

Donde:

P = promedio.

EST.	F.V.	DISTANCIA
11000	10000	36.886
	10000	36.883
10000	11000	36.894
	11000	36.893
Promedio		36.889

EST.	F.V.	DISTANCIA
10000	10001	116.255
	10001	116.256
10001	10000	116.257
	10000	116.256
Promedio		116.256

EST.	F.V.	DISTANCIA
10001	10002	163.407
	10002	163.409
10002	10001	163.408
	10001	163.408
Promedio		163.408

EST.	F.V.	DISTANCIA
10002	10003	134.674
	10003	134.674
10003	10002	134.675
	10002	134.673
Promedio		134.674

EST.	F.V.	DISTANCIA
10003	10004	133.867
	10004	133.870
10004	10003	133.860
	10003	133.868
Promedio		133.868

EST.	F.V.	DISTANCIA
10004	10005	39.046
	10005	39.049
10005	10004	39.049
	10004	39.048
Promedio		39.048

EST.	F.V.	DISTANCIA
10005	10006	129.986
	10006	129.989
10006	10005	129.986
	10005	129.987
Promedio		129.987

EST.	F.V.	DISTANCIA
10006	10007	76.465
	10007	76.468
10007	10006	76.468
	10006	76.467
Promedio		76.467

EST.	F.V.	DISTANCIA
10007	10008	284.460
	10008	284.450
10008	10007	284.450
	10007	284.458
Promedio		284.458

EST.	F.V.	DISTANCIA
10008	10009	252.467
	10009	252.467
10009	10008	252.464
	10008	252.466
Promedio		252.466

EST	P.V.	DISTANCIA
10009	10010	117.879
	10010	117.879
10010	10009	117.880
	10009	117.882
Promedio		117.880

EST	P.V.	DISTANCIA
10010	10011	140.241
	10011	140.243
10011	10010	140.237
	10010	140.239
Promedio		140.240

EST	P.V.	DISTANCIA
10011	10012	340.352
	10012	340.353
10012	10011	340.353
	10011	340.354
Promedio		340.353

EST	P.V.	DISTANCIA
10012	10013	463.819
	10013	463.822
10013	10012	463.819
	10012	463.820
Promedio		463.820

EST	P.V.	DISTANCIA
10013	10014	121.230
	10014	121.229
10014	10013	121.233
	10013	121.232
Promedio		121.231

EST	P.V.	DISTANCIA
10014	10015	148.221
	10015	148.221
10015	10014	148.225
	10014	148.225
Promedio		148.223

EST	P.V.	DISTANCIA
10015	10016	213.784
	10016	213.782
10016	10015	213.783
	10015	213.787
Promedio		213.784

EST	P.V.	DISTANCIA
10016	10017	144.802
	10017	144.798
10017	10016	144.812
	10016	144.812
Promedio		144.806

EST	P.V.	DISTANCIA
10017	11000	327.641
	11000	327.650
11000	10017	327.651
	10017	327.646
Promedio		327.647

Con estos datos, el siguiente paso consistió en ordenarlos en una tabla y realizar el cálculo de las proyecciones (ver Planilla N° 4-1), para realizar las correcciones.

Cálculo de las proyecciones "Y" y "X" de los lados de la poligonal.

Para obtener las proyecciones sobre los ejes, se aplican las siguientes fórmulas:

Proyección "Y" = Distancia × Coseno (ángulo del rumbo)

Proyección "X" = Distancia × Seno (ángulo del rumbo)

Tanto las proyecciones "Y" como las "X" se dividen en: norte - sur, y este - oeste, respectivamente. En cada dato esto queda definido por el rumbo (NE, SE, SW y NW), como se ve en la planilla No. 4-1.

Para iniciar las correcciones se parte del concepto de que la diferencia de la sumatoria de proyecciones norte con la sumatoria de las proyecciones sur, así como, la sumatoria de las proyecciones este y las oeste, deben ser igual a cero, esto debido a que se trata de un polígono cerrado, es decir:

$$\Sigma \text{Proyecciones}_{\text{Norte}} - \Sigma \text{Proyecciones}_{\text{Sur}} = 0$$

$$\Sigma \text{Proyecciones}_{\text{Este}} - \Sigma \text{Proyecciones}_{\text{Oeste}} = 0$$

Pero como es sabido los lados y los ángulos tienen errores, por lo que en verdad se tiene:

$$\Sigma \text{Proyecciones}_{\text{Norte}} - \Sigma \text{Proyecciones}_{\text{Sur}} = E_Y$$

$$\Sigma \text{Proyecciones}_{\text{Este}} - \Sigma \text{Proyecciones}_{\text{Oeste}} = E_X$$

Donde E_Y y E_X son los errores de las proyecciones en los ejes Y y X respectivamente, esto es en las proyecciones, para cuantificar el error total (E_T) del levantamiento y se conjugan los dos errores en la siguiente ecuación:

$$E_T = \sqrt{(E_X)^2 + (E_Y)^2}$$

De la planilla se obtuvieron:

$$E_Y = 0.067 \text{ m}$$

$$E_X = 0.000 \text{ m}$$

Por lo que el error total fue:

$$E_T = \sqrt{(E_X)^2 + (E_Y)^2} = \sqrt{(0.0000)^2 + (0.067)^2} = 0.067 \text{ m}$$

Para conocer el grado de precisión de la poligonal se tiene el criterio de dividir el error entre la distancia recorrida, pero la precisión es más entendible cuando hablamos de unidades, esto es, decimos una unidad de error por cada mil unidades medidas por ejemplo:

$$\text{Por lo tanto Precisión} = \frac{E_T}{\Sigma \text{Dists.}} = \frac{\frac{E_T}{E_T} \Sigma \text{Dists.}}{E_T}$$

Y así podemos decir que la Precisión es 1: $\frac{\Sigma \text{Dists.}}{E_T}$
 en

$$\text{Precisión} = 3385.505 / 0.067 = 50,529.925 ;$$

así podemos decir que la Precisión obtenida es: 1 : 50,529.925

Esto significa que se tiene una unidad de error en 50529.925 unidades. Para este tipo de levantamientos es aceptable una precisión mayor a 1 : 10,000 por lo que la precisión obtenida es buena y no amerita volver a realizar el levantamiento. A continuación hacemos las correcciones de los datos medidos.

Para la corrección se empleó el Método del Transito, esto debido a que se consideran accidentales los errores de levantamiento por poligonales y se considera que la precisión de las distancias son inferiores a la medida de ángulos, por lo que se reparten los errores de cierre de las proyecciones proporcionalmente a las proyecciones de cada lado.

Primero se obtiene una constante multiplicativa (Ky, Kx) para cada eje:

$$K_y = \frac{|\Sigma N - \Sigma S|}{\Sigma N + \Sigma S} = \frac{|992.188 - 992.255|}{992.187 + 992.255} = \frac{|-0.067|}{1984.443} = 0.00003376$$

$$K_x = \frac{|\Sigma E - \Sigma W|}{\Sigma E + \Sigma W} = \frac{|1112.650 - 1112.650|}{1112.650 + 1112.650} = 0$$

Así se obtiene el valor de las constantes que forman parte de las fórmulas para la corrección de las proyecciones de los lados de la poligonal, ver tabla No. 4-1.

C_y(Para cada lado) = (Proyección en Y) × K_y

C_x(Para cada lado) = (Proyección en X) × K_x

El signo de estas correcciones depende de cual sumatoria de proyecciones resulte ser mayor en cada uno de los ejes, por ejemplo, para este caso; en el eje "Y" la suma de las proyecciones sur es mayor que la suma de las proyecciones norte, por lo que las correcciones cuando se trate de proyecciones sur serán negativas y para las proyecciones norte positivas.

Hechos los ajustes se obtienen las sumatorias para comprobar que estas son iguales y que cumplan con el criterio inicial, una vez realizado esto a continuación se obtienen las coordenadas de los vértices; al vértice inicial se le dan coordenadas iniciales, ya sea absolutas o relativas.

Para este caso con valor de: Y = 5000.000, X = 5000.000, las coordenadas de los demás vértices se obtienen sumando o restando proyecciones a las coordenadas del vértice anterior, en donde para las coordenadas "Y" las proyecciones norte deberán sumarse y las proyecciones sur, restarse. En las coordenadas "X" las este se sumarán y las oeste restarán.

Compensación de la poligonal principal por el método del tránsito.
Lugar: Municipio de Tlayacapan, Edo. de Morelos.
Fecha: 23-24 / 06 / 1997.

Brigada: 1
Poligonal Principal.

10000	10001	116.256	SE 74° 29' 54"		31.071	112.026		0.001	0		31.070	112.026		10000	5000.000	5000.000
10001	10002	163.408	SE 75° 14' 37"		41.622	158.018		0.002	0		41.620	158.018		10001	4988.930	5112.026
10002	10003	134.674	SE 71° 06' 50"		43.587	127.426		0.002	0		43.585	127.426		10002	4627.310	5270.044
10003	10004	133.868	SE 73° 23' 54"		38.247	128.284		0.001	0		38.246	128.284		10003	4883.725	5397.470
10004	10005	39.048	NE 42° 33' 19"	28.764		28.408		0.001	0	28.765		26.408		10004	4845.479	5625.754
10005	10006	129.987	SE 40° 36' 53"		98.674	84.618		0.004	0		98.670	84.618		10005	4874.244	5652.162
10006	10007	76.467	NE 20° 49' 08"	71.474		27.178		0.002	0	71.476		27.178		10006	4775.574	5636.780
10007	10008	284.458	NE 17° 12' 15"	271.731		84.136		0.010	0	271.741		84.136		10007	4847.050	5663.958
10008	10009	252.466	NE 12° 17' 38"	246.677		53.757		0.008	0	246.685		53.757		10008	5118.791	5748.094
10009	10010	117.880	NE 21° 27' 32"	109.709		43.124		0.003	0	109.712		43.124		10009	5365.476	5801.851
10010	10011	140.240	NE 67° 41' 14"	53.244		129.739		0.002	0	53.246		129.739		10010	5475.188	5844.975
10011	10012	340.353	NW 76° 36' 09"	78.862			331.091	0.003	0	78.865			331.091	10011	5528.434	5974.714
10002	10013	483.820	NW 77° 17' 14"	102.070			452.450	0.004	0	102.074			452.450	10012	5607.299	5643.623
10013	10014	121.231	NW 75° 50' 24"	29.657			117.547	0.001	0	29.658			117.547	10013	5709.373	5191.173
10014	10015	148.223	SW 16° 02' 54"		142.446		40.976	0.005	0		142.441		40.976	10014	5739.031	5073.626
10015	10016	213.784	SW 17° 59' 15"		203.335		66.018	0.007	0		203.328		66.018	10015	5596.590	5032.850
10016	10017	144.806	SE 72° 16' 40"		44.079	137.934		0.002	0		44.077	137.934		10016	5393.262	4986.632
10017	11000	327.647	SW 16° 27' 38"		314.216		92.840	0.009	0		314.209		92.840	10017	5346.185	5104.596
11000	10000	36.889	SW 18° 32' 03"		34.976		11.726	0.001	0		34.976		11.726	11000	5034.466	5011.726
Sumatorias		3385.505		992.188	992.255	1112.650	1112.650			992.222	992.222	1112.650	1112.650	10000	5000.000	5000.000

Ey = 0.067
 Ex = 0.000

Ky = 0.00003376
 Kx = 0.00000000

P = 1 : 50530
 Et = 0.0670

PLANILLA No. 4-1.

IV.2.- Control Planimétrico de segundo orden.

La segunda red de control llamada de relleno se apoya en las poligonales primarias, realizando itinerarios cortos dentro de cada malla de la poligonal, levantando en cada estación todos los detalles del terreno que la rodean, por el método que se conoce con el nombre de radiaciones, midiendo las distancias de los diferentes puntos al centro y los ángulos que forman estos radios con una dirección fija.

IV.2.1.- Poligonales secundarias.

Como se dijo al principio, este tipo de poligonales no requieren la misma precisión que la poligonal principal, ya que se encuentran dentro del área que cubre esta última, o bien parten de un punto de ella para cerrar en otro punto de la misma. Estas poligonales son mayores en número debido a que sobre estas se apoyan los levantamientos empleando; el método de radiaciones, en los levantamientos de detalles es útil para determinar las coordenadas de los quiebres de manzanas, accidentes topográficos, de las instalaciones municipales, etc. Para estas poligonales la precisión de 1 : 5000 es suficiente.

El procedimiento que se realizó en esta parte es el mismo que la poligonal principal, a excepción de que simultáneamente se midieron radiaciones, que se explicarán más adelante. Para estos trabajos se utilizaron otros tipos de instrumentos, como el T-1 y T-2, y teodolitos electrónicos T-1600 y la estación TC-600.

Unos ejemplos de las varias poligonales secundarias que se hicieron, se pueden ver en las planillas 4-2, 4-3, 4-4, 4-5 y 4-6.

Cabe mencionar que además de las poligonales secundarias quedan, las poligonales abiertas que también no fueron la excepción en este trabajo, debido a que se abarcaba poco detalle, pero que era necesario levantar.

**Compensación de una poligonal de apoyo por el método del tránsito.
Lugar: Municipio de Tlayacapan, Edo. de Morelos.
Fecha: 25-26 / 06 / 1997.**

BRIGADA: 3

Poligonal secundaria número 1.

EST.	EST.	LONGITUD	ANGULO	PROYECCIONES SIN CORRECCION	PROYECCIONES CON CORRECCION	PROYECCIONES CON CORRECCION	PROYECCIONES CON CORRECCION	PROYECCIONES CON CORRECCION	PROYECCIONES CON CORRECCION	PROYECCIONES CON CORRECCION	PROYECCIONES CON CORRECCION	PROYECCIONES CON CORRECCION	PROYECCIONES CON CORRECCION	PROYECCIONES CON CORRECCION	PROYECCIONES CON CORRECCION	PROYECCIONES CON CORRECCION	PROYECCIONES CON CORRECCION	PROYECCIONES CON CORRECCION
10005	10004	39.048	SW 42° 33' 19"	28.784		28.408	0.001	0.001		28.785		28.407	10005	4874.244	5552.162			
10004	10018	74.833	SW 15° 57' 47"	71.755		20.525	0.002	0.003		71.757		20.522	10004	4845.479	5525.754			
10018	10019	81.924	SE 75° 11' 45"	20.933	79.205		0.003	0.003		20.936	79.208		10018	1773.722	5505.233			
10019	10020	27.446	SE 26° 38' 26"	24.532	12.307		0.001	0.001		24.533	12.308		10019	4752.786	5584.441			
10020	10021	114.861	SE 26° 41' 28"	102.442	51.504		0.004	0.004		102.446	51.508		10020	4726.253	5596.749			
10021	10022	47.797	SE 81° 41' 41"	6.903	47.299		0.002	0.002		6.905	47.271		10021	4625.807	5648.257			
10022	10006	167.333	NW 20° 23' 28"	156.677		58.760	0.005	0.006	156.672			58.754	10022	4618.902	5695.528			
10006	10005	129.987	NW 40° 36' 53"	98.674		84.618	0.004	0.004	98.670			84.612	10006	4775.574	5636.774			
Sumatorias		682.829		255.351	255.329	190.285	190.311	0.022	0.026	255.342	255.342	190.295	10005	4874.294	5552.162			

Ey = 0.022
Ex = 0.026

Ky = 0.000043079
Kx = 0.0000683139

P = 1 : 20048
Et = 0.03405877

PLANILLA No. 4-2.

Compensación de una poligonal de apoyo por el método del tránsito.

Lugar: Municipio de Tlayacapan, Edo. de Morelos.

Fecha: 25-27 / 06 / 1997.

BRIGADA: 2 Poligonal secundaria número 2.

10023	10024	211.791	NW 45° 39' 07"	148.045			151.453	0.006	0.047	148.039			151.406	10023	4127.180	5957.703
10024	10025	97.094	SW 15° 28' 44"		93.587		25.658	0.004	0.008		93.591		25.850	10024	4275.219	5806.297
10025	10026	98.892	SW 02° 59' 32"		98.757		5.162	0.004	0.002		98.781		50.160	10025	4181.628	5780.447
10026	10027	40.725	SW 72° 47' 04"		12.053		38.900	0.000	0.012		12.053		38.888	10026	4082.867	5775.267
10027	10028	59.934	SE 36° 51' 14"		59.508	7.152		0.002	0.002		59.508	7.151		10027	4070.814	5736.399
10028	10029	51.938	SE 10° 55' 54"		50.995	9.849		0.002	0.003		50.997	9.852		10028	4011.306	5743.553
10029	10030	74.619	SW 17° 24' 42"		71.299		22.329	0.003	0.007		71.202		22.322	10029	3960.309	5753.405
10030	10031	92.880	SW 19° 25' 48"		87.590		30.897	0.004	0.010		87.594		30.887	10030	3889.107	5731.063
10031	10032	89.303	SE 55° 45' 10"		36.674	81.425		0.002	0.028		36.676	81.451		10031	3801.513	5700.196
10032	10033	50.797	SE 17° 24' 49"		48.469	15.202		0.002	0.005		48.471	15.207		10032	3764.837	5781.647
10033	10034	93.655	SE 30° 06' 57"		93.655	0.189		0.004	0.000		93.659	0.189		10033	3716.368	5796.854
10034	10035	64.439	SW 00° 28' 11"		64.437		0.525	0.003	0.000		64.440		0.528	10034	3622.707	8797.043
10035	10036	20.736	SE 30° 20' 25"		17.896	10.474		0.001	0.003		17.897	10.477		10035	3558.267	5796.515
10036	10037	67.771	SW 12° 28' 15"		66.181		14.598	0.003	0.005		66.184		14.591	10036	3540.370	5806.992
10037	10038	10.507	SE 11° 08' 38"		10.310	2.025		0.000	0.001		10.310	2.028		10037	3474.186	5792.401
10038	10039	64.450	NE 80° 50' 13"	10.263		63.628		0.000	0.020	10.263		63.648		10038	3483.878	5794.427
10039	10040	69.041	NE 69° 42' 22"	23.948		64.755		0.001	0.020	23.945		64.775		10039	3474.139	5858.075
10040	10041	33.522	SE 34° 20' 05"		3.309	33.358		0.000	0.010		3.309	33.368		10040	3498.084	5922.850
10041	10042	40.717	SE 30° 41' 19"		6.588	40.180		0.000	0.013		6.588	40.193		10041	3494.775	5956.218
10042	10043	14.342	SE 26° 35' 40"		12.825	6.421		0.000	0.002		12.825	6.423		10042	3488.187	5996.411
10043	10044	39.238	SE 40° 48' 51"		29.697	25.646		0.002	0.008		29.699	25.654		10043	3475.362	6002.834
10044	10045	139.365	NE 23° 15' 13"	128.044		55.022		0.005	0.017	128.038		55.039		10044	3445.663	6028.488
10045	10046	80.504	NE 37° 20' 21"	64.005		48.828		0.003	0.015	64.002		48.843		10045	3573.702	6083.527
10046	10047	37.727	NE 75° 29' 59"	9.446		36.525		0.000	0.011	9.446		36.536		10046	3637.704	6132.370
10047	10048	141.169	NW 43° 44' 55"	101.978			97.618	0.004	0.031	101.974			97.587	10047	3647.150	6168.906
10048	10049	202.147	NW 22° 19' 33"	186.994			76.790	0.008	0.024	186.986			76.766	10048	3749.124	6071.319
10049	10050	39.764	NE 59° 28' 49"	39.225		6.527		0.002	0.002	39.223		6.529		10049	3936.611	5994.553
10050	10051	157.931	NW 15° 56' 51"	151.853			43.393	0.006	0.014	151.847			43.379	10050	3975.333	6001.062
Sumatorias:		2184.998		863.799	863.728	507.206	507.321	0.071	0.318	863.764	863.764	507.364	507.364	10023	4127.180	5957.703

Ey = 0.071
Ex = -0.115

Ky = 0.00041099
Kx = 0.000011335

P = 1 : 16166
Et = 0.13515177

PLANILLA No. 4-3.

Compensación de una poligonal de apoyo por el método del tránsito.

Lugar: Municipio de Tlayacapan, Edo. de Morelos.

Fecha: 27-30 / 06 / 1997.

BRIGADA: 4

Poligonal secundaria número 3.

ESTACION	ESTACION	DISTANCIA	ANGULO	ABSCISA	ORDENADA	ABSCISA	ORDENADA	ABSCISA	ORDENADA	ABSCISA	ORDENADA	ABSCISA	ORDENADA			
10006	10005	167.333	SE 20° 33' 28"		156.677	58.760		0.007	0.007		156.684	58.753	10006	4775.574	5636.780	
10005	10052	49.028	SE 25° 19' 13"		44.316	20.967		0.002	0.002		44.318	20.965	10005	4618.860	5695.533	
10052	10053	125.377	SE 23° 11' 29"		115.246	49.373		0.008	0.008		115.252	49.367	10052	4574.572	5716.498	
10053	10054	83.285	SE 32° 48' 10"		69.968	45.109		0.004	0.004		69.992	45.105	10053	4459.320	5715.865	
10054	10055	91.530	SE 07° 54' 24"		90.660	12.591		0.004	0.004		90.664	12.587	10054	4389.328	5610.970	
10055	10056	29.135	SW 36° 26' 26"		23.438		17.306	0.001	0.001		23.439		17.307	10055	4296.664	5623.567
10056	10057	211.791	SE 45° 39' 19"		148.036	151.462		0.009	0.009		148.045	151.453	10056	4275.225	5806.250	
10057	10058	146.642	NW 11° 19' 44"	143.785			28.807	0.007	0.006	143.778			28.813	10057	4127.180	5657.703
10058	10059	81.483	NW 12° 52' 37"	79.434			18.459	0.004	0.004	79.430			18.163	10058	4270.958	5628.860
10059	10060	163.293	NW 29° 08' 11"	142.630			79.506	0.007	0.007	142.623			79.513	10059	4350.368	5610.727
10060	10061	193.296	NW 26° 09' 27"	173.531			85.149	0.009	0.008	173.522			85.157	10060	4493.011	5831.240
10061	10007	198.313	NW 24° 27' 04"	180.527			82.066	0.009	0.009	180.518			82.065	10061	4666.533	5746.057
10007	10006	76.467	SW 20° 48' 08"		71.474		27.178	0.003	0.003		71.477		27.182	10007	4647.051	5663.962
Sumatorias		1616.951		719.907	719.835	338.262	338.191	0.072	0.071	719.671	719.671	338.230	338.230	10006	4775.574	5636.780

$$E_y = 0.072$$

$$E_x = 0.071$$

$$K_y = 0.000089599$$

$$K_x = 0.000104959$$

$$P = 1 : 15990$$

$$E_t = 0.10111874$$

PLANILLA No. 4-4.

**Compensación de una poligonal de apoyo por el método del tránsito.
Lugar: Municipio de Tlayacapan. Edo. de Morelos.
Fecha: 2-4 / 07 / 1997.**

**BRIGADA: 3
Poligonal secundaria número 5.**

10007	10008	284.468	NE 17° 12' 12"	271.741		84.136		0.012	0.001	271.753		84.135		10007	4847.050	5663.958
10008	10063	137.464	SE 73° 01' 50"		40.121	131.479		0.002	0.001	40.119	131.478			10008	5118.803	5748.093
10063	10064	254.167	SE 75° 37' 19"		63.115	246.206		0.003	0.002	63.112	246.204			10063	5078.684	5879.571
10064	10065	125.634	SE 75° 42' 33"		31.012	121.746		0.001	0.001	31.011	121.745			10064	5015.572	6125.775
10065	10066	60.480	SW 14° 49' 39"		58.466		15.477	0.002	0.000		58.464		15.477	10065	4684.561	6247.520
10066	10067	117.500	SW 18° 25' 43"		111.474		37.145	0.005	0.000		111.468		37.145	10066	4926.097	6232.043
10067	10067	60.747	SW 19° 53' 37"		75.929		27.476	0.003	0.000		75.926		27.476	10067	4814.629	6194.898
10068	10069	123.824	NW 72° 20' 15"	37.569			117.967	0.002	0.001	37.571			117.966	10068	4736.703	6167.422
10069	10070	133.356	NW 75° 19' 03"	33.801			129.001	0.001	0.001	33.802			129.002	10069	4776.274	6049.434
10070	10071	125.586	NW 71° 54' 19"	39.006			119.375	0.002	0.001	39.008			119.376	10070	4810.076	5920.432
10071	10072	125.883	NW 76° 25' 01"	29.517			122.118	0.001	0.001	29.518			122.169	10071	4849.064	5601.056
10072	10007	34.906	SW 25° 19' 14"		31.553		14.929	0.001	0.000		31.552		14.929	10072	4878.602	5678.887
Sumatoria		1603.815		411.634	411.669	583.567	583.558			411.652		583.562	583.562	10007	4847.050	5663.958

Ey = 0.035
Ex = 0.009

Ky = 0.000042510
Kx = 0.000007711

P = 1 : 44379
Et = 0.035081

PLANILLA No. 4-5.

**Compensación de una poligonal de apoyo por el método del tránsito.
Lugar: Municipio de Tlayacapan. Edo. de Morelos.
Fecha: 4-5 / 07 / 1997.**

**BRIGADA: 4
Poligonal Secundaria número 6.**

EST.	EST.	EST.	EST.	EST.	EST.	EST.	EST.	EST.	EST.	EST.	EST.	EST.	EST.	EST.	EST.	EST.	
10072	10007	34.906	SW 25 19 15		31.553		14.929	0.001	0		31.554		14.929	10072	4878.800	5678.884	
10007	10073	55.799	SE 29 35 49		48.518	27.559		0.001	0.001		48.519	27.558		10007	4847.050	5663.958	
10073	10074	94.255	SE 28 48 13		84.128	42.503		0.002	0.001		84.130	42.502		10073	4798.531	5691.516	
10074	10075	69.626	SE 24 14 20		63.488	28.584		0.001	0.001		63.489	28.583		10074	4714.401	5734.018	
10075	10076	117.522	SE 26 20 52		105.313	52.158		0.002	0.002		105.315	52.156		10075	4650.912	5762.601	
10076	10077	276.892	SE 25 06 25		250.730	117.488		0.006	0.003		250.735	117.485		10076	4545.597	5814.757	
10077	10078	159.311	SE 11 43 53		155.983	32.392		0.003	0.001		155.986	32.389		10077	4294.861	5932.242	
10078	10079	95.457	SE 81 22 13		14.323	94.376		0	0.003		14.323	94.373		10078	4138.875	5964.631	
10079	10080	102.712	NE 21 28 17	95.584		37.597		0.002	0.001	95.582		37.596		10079	4124.552	6059.004	
10080	10081	264.445	NW 01 16 45	264.379			5.903	0.007	0.000	264.372			5.903	10080	4220.134	6096.800	
10081	10082	152.781	NE 24 10 32	139.381		62.569		0.003	0.002	139.378		62.567		10081	4484.506	6090.697	
10082	10083	115.972	NE 14 19 29	112.366		28.894		0.002	0.001	112.364		28.893		10082	4623.889	6153.264	
10083	10084	14.738	NW 80 28 22	2.439			14.535	0	0	2.439			14.535	10083	4736.248	6161.957	
10084	10085	123.824	NW 72 19 57	37.579			117.984	0.001	0.003	37.578			117.987	10084	4738.687	6167.422	
10085	10086	133.356	NW 75 18 49	33.809			128.999	0.001	0.004	33.202			129.003	10085	4776.265	6049.435	
10086	10087	125.586	NW 71 54 10	39.011			119.373	0.001	0.004	39.010			119.377	10086	4810.073	5920.432	
10087	10072	125.683	NW 76 24 56	29.520			122.167	0.001	0.004	29.519			122.171	10087	4849.063	5801.055	
Sumatorias		2062.865			754.070	754.037	523.921	523.890			754.050	754.050	523.902	523.902	10072	4878.800	5678.884

Ey = 0.033
Ex = 0.031

Ky = 0.00002188173
Kx = 0.00002958548

P = 1 : 45576
Et = 0.045

PLANILLA No. 4-6.

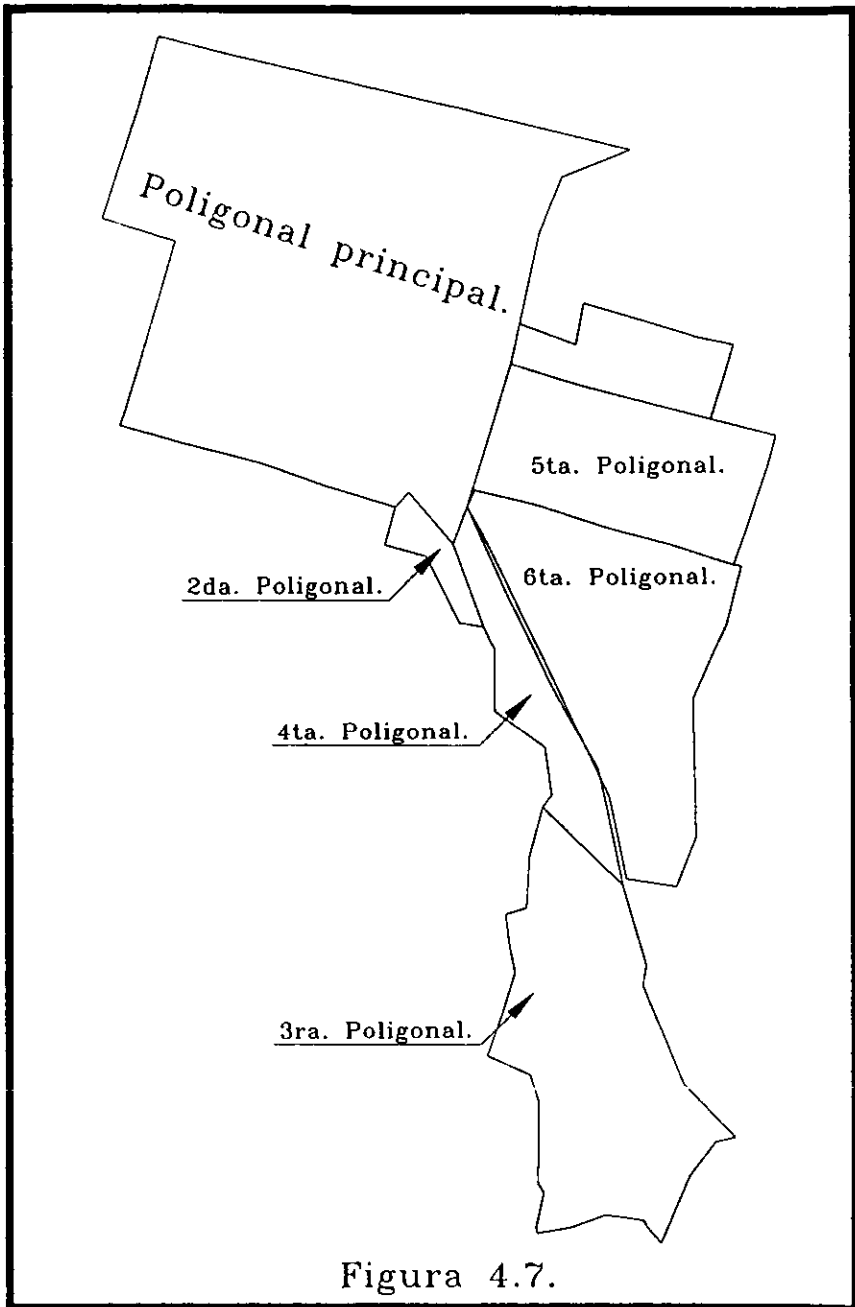


Figura 4.7.

IV.2.2.- Método de radiaciones.

Método polar.

El método polar es una solución eficaz en los levantamientos, si se utiliza instrumental moderno. Este método crea sistemas elementales de levantamiento que cubren áreas circulares. Cada sistema está dado por una estación y una dirección de referencia; se miden los vectores a cada punto de interés y se registran las coordenadas polares (el ángulo horizontal y la distancia).

Un levantamiento realizado con este método se puede avanzar muy rápido, ya que todas las lecturas de las mediciones se hacen solamente en el polo. La eficiencia de un levantamiento polar depende en gran parte del ingeniero responsable de la selección de puntos a levantar.

Debido a la complejidad del área urbana se requirió de una red relativamente densa de estaciones o vértices.

El método polar o de radiaciones consiste en localizar uno o varios puntos consecutivamente alrededor de una zona determinada solo por la visual del aparato como se ve en las figuras 4-8, 4-9 y 4-10, esto se realizó colocando el teodolito en el vértice y midiendo la distancia al punto, al igual que el ángulo que hay entre esta y una dirección determinada. Este procedimiento se empleó al principio del levantamiento de Tlayacapan con instrumentos serie T-2 y cinta; pero resulto demasiado lento para cumplir con el programa debido a la inexperiencia de los alumnos y se sustituyeron los T-2 por las estaciones totales, que aunque no tenían experiencia en su manejo, la medición resulto ser más fácil y rápida.

Los avances en la medición electrónica de distancias actualmente, así como, el almacenamiento de datos en un módulo de registro, han hecho de este método uno de los mejores para el levantamiento de detalles.

Un levantamiento de detalle mediante el método polar es normalmente una combinación de poligonación para la determinación de los polos y el método polar. La combinación de poligonación y el levantamiento de detalle requiere el reconocimiento total del lugar, porque cada estación debe elegirse en la posición más ventajosa.

La distancia entre polos debía elegirse en base a:

La precisión del instrumento y la precisión requerida en el punto.

Las condiciones del terreno.

La propagación de vértices.

La visibilidad de las radiaciones.

Es preferible y necesario el cierre de las poligonales que se lleven mientras se va haciendo el levantamiento.

Este método es el más empleado sobre todo cuando las radiaciones a los objetos del levantamiento se efectúan desde una poligonal de apoyo, ya sea principal o secundaria. Si no es posible levantar un área completamente a partir de una red bien diseñada de líneas de levantamiento vinculadas al sistema de control, pueden usarse poligonales abiertas, pero debe de hacerse lo posible para evitar el uso de estas.

Las actividades realizadas al emplear este método, son al igual que las poligonales muy repetitivas y consisten en levantar todos los detalles topográficos que se pueden, en donde, la distancia ya no constituye un problema, sino todo se basa en la visibilidad que existe para detectar más detalles. La forma explicativa que se hace de un levantamiento en campo, se define en el libro "Guía practica de la topografía usual", y que va de acuerdo a la forma en que se hace en campo:

"El operador cuida del material, pone los instrumentos en estación, hace las lecturas y si es preciso las anota en las libretas. En cada cambio de estación, fija las partes móviles del instrumento y lo entrega a un peón; sigue las mediciones e indica al ingeniero todos los accidentes o particularidades que le llaman la atención, el operador es el colaborador activo del ingeniero, el cual se ocupa sólo de un modo general de la parte material del estudio."

"El ingeniero no puede distraer su atención inútilmente, pues ha de tener en cuenta todas las consideraciones que se han hecho anteriormente, trazando todos los croquis y anotando los puntos en que se ha de poner en estación el instrumento y cuantos detalles considera necesario para la buena inteligencia del trazado y sólo el operador los puede modificar."

"La libreta la lleva el ingeniero que es el responsable de toda la brigada, también es de su cargo el administrar los gastos de la brigada, supervisar al personal en estancias que se hagan en poblaciones, entablar relación con las autoridades locales y administrativas, con los propietarios ejidales y hasta con los curiosos."

"Cuando se domina la práctica de la topografía todos los estudios de los proyectos resultan fáciles; pero hay veces en que se presentan obstáculos a primera vista insuperables, que hacen perder la paciencia al topógrafo antes de haber intentado resolverlos. Este es un grave defecto que debe remediarse enseguida. Todo problema que al principio parece insoluble, puede que sea el más fácil de resolver, todo es cuestión de método. Hay que proceder ordenadamente y estudiar el problema en todos los aspectos después de haberse documentado suficientemente. Así se encuentra siempre una solución sencilla y practica del problema, por muy difícil que parezca."

Dado que para esto el Ing. Topógrafo cuenta con destreza, conocimientos y la experiencia necesaria los registros de campo se desarrollaron en función del aprendizaje de los alumnos, como se mencionó, primero se hizo en base a datos, es decir distancias y ángulos, por lo que se tuvieron registros de la siguiente forma:

Registro de campo del levantamiento por el método de radiaciones del municipio de Tlayacapan, Morcios, empleando solo datos.

Est	PV	Distancia	Ang. Horizontal	Observaciones
10000	10001		0° 00' 00"	Vértice
	500	13.256	120° 13' 15"	Árbol
	501	14.235	241° 56' 25"	Poste de luz
	502	14.159	314° 21' 11"	Punto con cota
	503	6.235	06° 20' 19"	Paramento

Posteriormente se hicieron pruebas con el equipo electrónico y se consideró que si se partía de un punto con coordenadas conocidas y si se tenía el cuidado suficiente con la propagación de poligonales se llegaba con un error aceptable, esto equivalía a la propagación de las poligonales y en la simultánea aplicación del método de radiaciones por lo que se cambiaron los registros por:

	X	Y	Z	Clase de radiación
10007	5636.780	4775.574	1638.012	Vért. Verdadero
10006	5636.768	4775.569	1638.024	Vért. Obtenido
650	5645.125	4723.156	-	Poste de luz
651	5689.117	4698.168	-	Paramento
652	5601.268	4695.231	-	Paramento
653	5641.263	4671.953	1639.289	Registro
654	5689.137	4789.659	1639.149	Punto con cota
655	5712.687	4799.000	1638.268	Pozo de visita
105	5782.985	4898.720	1641.126	Vértice

Empleando este método es necesario tener siempre cuidado con la propagación de coordenadas, ya que si el equipo esta mal orientado o tiene coordenadas de origen erróneas, ocasionará que se repita el procedimiento, ya sea en la poligonal o también en las radiaciones.

Este error es fácil de detectar en campo, puesto que si se determinan coordenadas del punto B desde el punto A, al medir hacia A desde B las coordenadas de A no serán aproximadas a la reales.

Otro error común es la grabación de datos después de medir, es que se mueva el aparato después de haber hecho la medición de un vértice o radiación, esto ocasiona un error exagerado en las coordenadas. Otra inconsistencia es en el número identificador del punto, entre lo registrado y lo anotado en la libreta de campo, se debe a la mala comunicación entre los que manejan estos datos.

Los datos fueron el grueso del levantamiento y se obtuvieron más de 10,000 radiaciones en este trabajo. Otro ejemplo de este método son las radiaciones que se hicieron en las barrancas con el fin de obtenerlas tanto planimetricamente, como altimetricamente como se ve en el siguiente registro:

Ejemplo de registro de coordenadas directas de los detalles levantados en el poblado de Tlayacapan, Morelos.

COORDENADAS DE LOS PUNTOS DEL ESTADIMETRO EN EL PUEBLO DE TLAYACAPAN, MORELOS					
ESTACION	X	Y	Z	Observaciones	
301	7001	5394.952	4693.826	1618.608	Quiebre este
	7002	5391.631	4696.761	1618.707	Quiebre este
	7003	5392.267	4689.653	1617.982	Centro barranca
	7004	5421.222	4672.871	1607.871	Quiebre oeste
	7005	5471.324	4644.042	1608.151	Quiebre oeste
	7006	5435.590	4658.402	1618.295	Registro
	7007	5515.937	4614.911	1618.289	Arbol
	7008	5482.863	4629.336	1618.653	Arbol
	7009	5526.516	4612.421	1616.346	Puente
	7010	5534.577	4621.762	1617.349	Alineamiento
	7011	5534.857	4618.220	1615.645	Quiebre este
	7012	5544.077	4618.197	1616.337	Quiebre este
	7013	5578.414	4628.567	1616.765	Centro barranca
	7014	5587.729	4624.431	1615.065	Quiebre oeste
	7015	5587.427	4625.523	1616.564	Quiebre oeste
	7016	5592.412	4626.022	1616.113	Arbol
	7017	5617.094	4600.588	1616.395	Arbol
	7018	5617.279	4592.926	1615.588	Arbol
	7019	5639.284	4580.465	1615.870	Puente
	7020	5641.647	4580.944	1614.266	Puente
	7021	5644.100	4583.838	1615.344	Alero de puente
	7022	5655.508	4571.836	1614.398	Alero de puente
	7023	5665.950	4569.086	1613.694	Registro
	7024	5677.222	4555.499	1614.843	Registro
	7025	5675.913	4541.379	1614.490	Paramento
	7026	5697.904	4517.474	1614.089	Paramento
	7027	5697.939	4521.258	1613.945	Paramento
	7028	5690.979	4524.321	1613.865	Paramento
	7029	5683.933	4543.639	1614.804	Arbol
	7030	5697.982	4529.446	1614.795	Paramento
	7031	5740.104	4503.853	1613.960	Paramento
	7032	5749.426	4481.026	1613.674	Paramento

IV.2.3.- Importancia de la realización de los croquis.

El empleo de varios tipos de registros de campo, depende del método de levantamiento utilizado. Estos pueden dividirse en registros gráficos y tablas de valores.

Los gráficos consisten básicamente en croquis, que describen las posiciones relativas de los puntos levantados y detalles del terreno, complementados por los valores numéricos de las magnitudes medidas (distancias y ángulos o coordenadas), nombres, números y otra información en forma descriptiva y simbólica, a fin de hacer del croquis un documento completo del levantamiento.

La realización de croquis significa una solución a innumerables casos de duda que surgen en gabinete al calcular y dibujar. En el gabinete los croquis se usan para trazar los planos finales y confeccionar los documentos del levantamiento (reportes). Todas las informaciones de campo deben consignarse con la mayor minuciosidad posible porque son informaciones permanentes.

Se debe tener presente que los croquis hechos sobre el terreno han de ser comprobados, revisados y estudiados por los que efectúan el levantamiento, en las oficinas o el gabinete, consiguiendo de tal forma que salgan los trabajos libres de toda crítica y exentos de errores. Por consiguiente es necesario que en todo punto el operador e Ingenieros y sus ayudantes, con excepción de los peones, hayan pasado algún tiempo en la oficina. De este modo se adquirirá la convicción de que sobre el terreno no se hace más que preparar el trabajo de la oficina: las libretas de tránsito, de nivelación deben consignar datos claros y completos, para que en la oficina no haya dudas ni se encuentren errores u omisiones que obligaran a volver al terreno para revisiones tediosas y costosas; y en el peor de los casos empezar de nuevo el levantamiento topográfico.

Esto indica que el Ingeniero Topógrafo debe tener claras las consecuencias que conlleva hacer mal las cosas.

Esquemas y cálculos bien hechos y limpios son señal de una mente ordenada, la cual a su vez es un índice de sólida preparación y competencia en ingeniería. El tomar buenas notas de campo en toda clase de condiciones es una excelente preparación para la clase de registros y croquis que se esperan de los ingenieros.

Cada croquis deberá representar una área determinada, así como indicar en que página o libreta tienen continuación. Una cierta área debería dividirse antes del levantamiento de campo en unidades territoriales convenientes, en las cuales a su vez deben ser numeradas para crear una referencia única para el área levantada.

Los gráficos de campo deben dibujarse en un material adecuado para obtener copias y para resistir a las condiciones de trabajo. Estos generalmente contienen: todas las líneas de levantamiento y los números de sus puntos extremos, los nombres de las calles y los números de las casas, información adicional, todos los puntos monumentados de límites, todos los límites, la clasificación de la calle (calle, avenida, cerrada, callejón, privada), la indicación del norte y los nombres y/o números de los croquis adyacentes, para propósitos de orientación; y los números de todos los puntos que más tarde serán sometidos a procesamiento automático de datos.

Todos los puntos que definen líneas de levantamiento deberían señalarse con sus números correspondientes; de este modo, las coordenadas para la ubicación de estos puntos sobre los planos pueden localizarse fácilmente en el procesamiento posterior a las mediciones. Así como la ubicación de los vértices de poligonales secundarias o abiertas que sea necesario establecer.

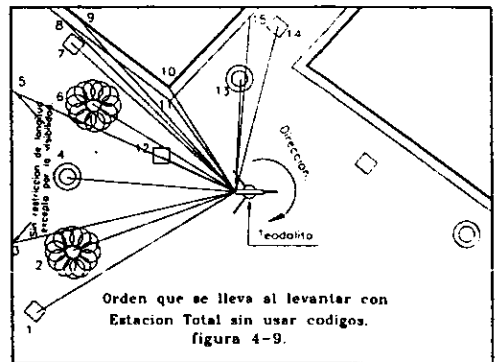
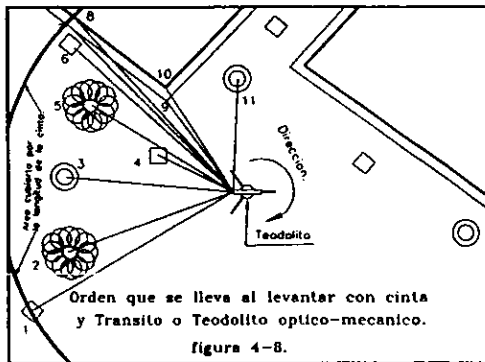
Con la introducción de las estaciones totales el modo de grabado hace necesaria la tarea de numeración del punto. En los croquis además se emplean símbolos para la representación de las características del terreno y de tipos de líneas que representan muros o bardas.

IV.3.- Empleo de la tecnología actual en los levantamientos.

Un hecho sobresaliente al realizar este proyecto, fue el de poder contar con el equipo necesario y actualizado. Al momento de hacer una comparación sobre los tiempos de trabajo que se llevan al realizar el trabajo, tanto por un equipo tradicional como por un equipo moderno (en este caso estaciones totales), esto es sin duda una ventaja en la realización de cualquier proyecto, el hecho es que al utilizar el equipo moderno los tiempos se reducen considerablemente tanto en campo como en gabinete.

La medición de la distancia durante varios años, constituyó un problema ya que esta se hacía con la ayuda de cintas de acero, esto ocasionaba que se perdiera tiempo al librar obstáculos naturales que había en la zona por levantar, pero actualmente la medición de estas distancias se realiza con la ayuda de aparatos electrónicos. La estación envía una señal a un prisma situado en el punto por radiar y que al medir el intervalo de tiempo de salida y regreso de la señal se determina la distancia; para realizar correctamente la medida de la distancia es necesario aplicar las constantes mencionadas anteriormente.

Es importante decir que el empleo de estaciones totales ayudó a trabajar por el método de coordenadas directas, resultando fácil y rápido ir levantando cada uno de los detalles.



Otro de los inconvenientes observados durante el levantamiento era la lectura y anotación de los datos obtenidos directamente en el teodolito, ya que se tenían que medir las direcciones en base a un micrómetro óptico situado en el teodolito, actualmente se simplifica la lectura debido a que en la pantalla del teodolito electrónico o estación total aparecen los datos requeridos y

esta lectura antes equivalía a un error accidental, al olvidar hacer coincidencia en el vernier, a su mala lectura, dictado o anotación y que solo era perceptible en el momento de dibujar. Sin embargo actualmente la anotación de estos datos resulta inevitable debido a que podría existir problemas con el equipo o el mal manejo de este por parte del operador, cosa que podría ocasionar el borrado de los datos en la memoria interna o tarjeta de memoria con las que cuenta estos tipos de aparatos y esta es un respaldo de la información.

Con el método de coordenadas directas ya no es necesario calcular nada en gabinete, debido a que la información se guarda en el dispositivo de memoria del equipo y con la ayuda de una PC la información almacenada se pasa a la unidad central de proceso de la computadora, y con la ayuda de diferentes programas gráficos podemos realizar el dibujo sin la mayor dificultad que el uso apropiado de estos paquetes. Aunque en casos de ajuste, también existen programas para realizarlo haciendo esta tarea más fácil.

Método de coordenadas directas.

Este método consiste en llevar el control planimétrico por medio de coordenadas directas, para esto se requiere contar con coordenadas iniciales conocidas (X,Y,Z), de cada vértice de la poligonal, así como de su acimut. Estas coordenadas son utilizadas como datos que se tendrán que introducir en la memoria que tienen tanto la estación total TC-600 como el Teodolito electrónico t-1600.

Las coordenadas de los vértices de las poligonales se calcularon una vez corregidas las proyecciones por el método del tránsito, cada poligonal adicional debe ser calculada por separado cuidando que cada una de ellas tengan la precisión que se requiere, todas las poligonales cuentan con puntos o vértices comunes para su comprobación, y así se tengan las poligonales completamente rígidas, es importante que se tenga mucho cuidado al levantar y calcular cada una de las poligonales; ya que estas son la base para el control de cada uno de los detalles a levantar.

IV.3.1.- Estaciones T-1600 y TC-600 Wild, Estaciones Totales.

Las estaciones electrónicas empleadas durante este trabajo han sido mencionadas a lo largo de los capítulos anteriores y como se dijo anteriormente fueron de dos tipos:

primero dos teodolitos electrónicos T-1600, que pueden medir simultáneamente los ángulos horizontales y verticales; y que implementados con un distanciómetro electrónico miden la distancia inclinada, además tienen integrados programas que son:

Introducción de coordenadas.

Fijar las coordenadas de la estación.

Cálculo del acimut inverso.

El cálculo de coordenadas (X,Y,Z).

Cálculo de áreas.

Replanteo de puntos.

Distancia entre dos puntos cualquiera.

Distancia entre los dos últimos puntos.

Intersección inversa.

Orientación del círculo horizontal.

Para realizar estos programas el aparato debe contar con un módulo de registro o una tarjeta adicional para realizar estas funciones debido a que necesitan tenerse grabadas las coordenadas.

Otro de los instrumentos utilizados fueron las estaciones serie TC-600, estas contaban con la ventaja de tener incorporado un distanciómetro, evitando así realizar ajustes del distanciómetro al anteojo como en el caso del T-1600, este instrumento además de tener los mismos programas que el anterior, tenía integrada la memoria al aparato y un sensor para la nivelación electrónica en los vértices.

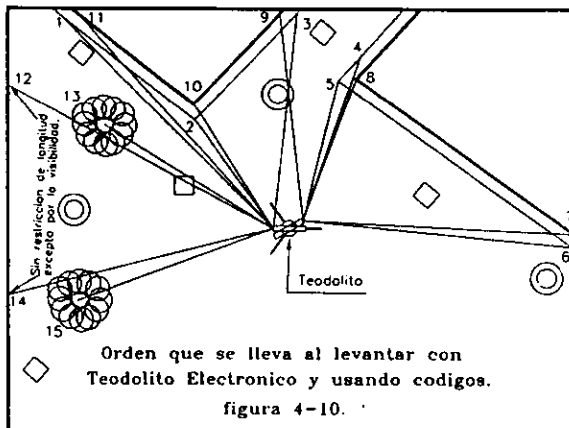
Una más de las ventajas de estos aparatos electrónicos es la complementación para poder agregar palabras a las radiaciones, en el caso del T-1600 solo se podían agregar números clave que significaban algún elemento del levantamiento, pero con la TC-600 se pueden incluir palabras.

Otra característica y la más importante es la implementación de los códigos, que con ayuda de algún programa hecho o comprado, se puede empezar a dibujar desde que se realiza el levantamiento en campo, desde poner tipos de línea, darles color a estas, así

como agregar simbología, esto se hace poniéndole a cada radiación un código, este es interpretado, al pasar los datos a una computadora, por medio de un programa que lee ese código y le asigna un dibujo preestablecido o los une para formar polígonos o líneas.

Como se mencionó tiene la ventaja de ir dibujando lo levantado y al bajar los datos a un paquete de dibujo, queda solo agregar los letreros y pequeñas correcciones. Sin embargo también tiene las desventajas de empleo, por ejemplo:

- Para utilizarlo es necesario tener un orden al momento de levantar, ya sea primero los paramentos, luego las guarniciones, posteriormente los postes, registros, arboles y otras características más que se tengan.
- Esto equivale a estar mucho tiempo en una estación.
- Además de que se necesita mucha gente en la brigada para no estar yendo de un lugar a otro y no estar cambiando de códigos a cada radiación.
- Un operador calificado y con experiencia.



Otra de las ventajas de las estaciones son la introducción de palabras clave que sirven para aplicar ciertos cálculos o correcciones, así como diferenciar las radiaciones (esto es como un tipo de observación).

Otra de las ventajas de las estaciones son la introducción de palabras clave que sirven para aplicar ciertos cálculos o correcciones, así como diferenciar las radiaciones (esto es como un tipo de observación).

CÓDIGOS DE COLECCIÓN DE DATOS: MUDS65					
Núm.	Función.	INFO 1	INFO 2	INFO 3	INFO 4
1	Inicia trabajo	ID INICIO	ACIMUT REFERENCIA	ATRÁS ID	TRABAJO Nº
11	Asigna coordenadas	ID PUNTO	X COORD.	Y COORD	Z COORD
12	Coordenadas OFFSET	X OFFSET	Y OFFSET		
13	Altura prisma	NUEVA ALTURA			
14	+Altura prisma	ALT. A SUMAR (±)			
15	+Distancia horizontal	DIST. A SUMAR			
2	Ocupar punto estación	ID DEL PUNTO	ALTURA DEL INSTRU	ID PUNTO ATRAS	
21	Ocupar punto salvado	ID DEL PUNTO	ID DEL PUNTO	ALTURA DEL INSTRU	
3	AD A PT de poligonal	ID PUNTO ADELANTE	ALT. PRISMA ADELANT	ALT. PRISMA ATRAS	
31	AD A PT aislado	ID PUNTO ADELANTE	ALT. PRISMA ADELANT		
32	Radiaciones	ID PUNTO INICIAL	ALT. PRISMA	ID PUNTO ATRAS	
33	Serie de ángulos	Nº PUNTO ADELANTE	Nº DE SERIES	ID 1º PUNTO	
4	Cierre lineal	ID PUNTO DE CIERRE	ACIMUT REFERENCIA	PT. DE REF. ACIMUT	
41	Cierre angular				
50	Vista al BN atrás	ID DEL BN O	ELEVACION	ALTURA PRISMA	
51	Vista al PL adelante	ID DEL PUNTO	ALTURA PRISMA		
52	Vista al PL atrás	ID DEL PUNTO	ALTURA PRISMA		
53	Vista al BN adelante	ID AL BN O	ELEVACION	ALTURA PRISMA	
60	Salvar punto	ID PUNTO TEMP.			
61	Reclamar punto	ID PUNTO TEMP			
62	Comparar punto	ID DEL PUNTO	ID DEL PUNTO TEMP.		
63	Observaciones	OPCIONAL.	OPCIONAL.	OPCIONAL	
70	Iniciar línea	TIPO DE LINEA	Nº DE PLUMA(COLOR)	NUMERO DE TIC	
71	Interrumpir línea				
72	Continuar línea				
73	3 puntos de curva circular				
74	Iniciar curva suave				
75	Línea de poligonal	TIPO DE LINEA	Nº DE PLUMA (COLOR)	NUMERO DE TIC	
76	Localizar notas	ID PUNTO	DESCRIPCIÓN		
80	Iniciar línea de quiebre	ID LÍNEA QUIEBRE	TIPO DE LINEA		
81	Interrumpir línea quiebre				
82	Continuar línea de quiebre	ID LÍNEA QUIEBRE			
83	Iniciar punto masa				
84	Interrumpir punto masa				
100	Termina código de usuario				
101	+Códigos de usuario				
	B=SIN ESQUEMAS		TIC	TIPOS LINEA QUIEBRE	
7	8	9	1 0	1 SUAVE	
UL	UC	UR	2 *	2 ABRUPTA	
4	5	6	3 .	3 ESTRUCTURA	
CL	CC	CR	4 *	4 PT CON ELEVACION	
1	2	3	5 Punto	5 AREA MUERTA	
LL	Lc	LK	6 Sin TIC		

V.- CONTROL ALTIMETRICO.

Las autoridades municipales encargadas del departamento de obras públicas tienen que trabajar sobre un modelo en tres dimensiones.

De aquí que el conocimiento de las distancias verticales entre varios puntos, en áreas urbanas, sea tan importante como el conocimiento de sus posiciones horizontales.

Una red de nivelación con puntos fijos de alturas conocidas bien marcados y fácilmente identificables (bancos de nivel) sobre una superficie horizontal de referencia, es la base para la determinación de las alturas (coordenadas Z) del modelo tridimensional.

Se define como control altimétrico al conjunto de procedimientos y operaciones de campo y gabinete destinados a determinar la elevación de puntos sobre el terreno, convenientemente elegidos y demarcados con referencia a un determinado Nivel Medio del Mar o plano arbitrario. Las alturas de los puntos se toman sobre diversos planos de comparación siendo el más común el del nivel del mar, a las alturas de los puntos sobre esos planos de comparación se les llama cota, elevación o altura.

Las redes de control vertical, de preferencia, deben vincularse a la red de nivelación de primer orden cercana al lugar. Pero si estos se encuentran alejados, la red de nivelación urbana puede establecerse como una red independiente, con alturas referidas a una superficie horizontal elegida arbitrariamente. En la red de nivelación de Tlayacapan se partió de un banco de nivel (B.N.) ubicado en el vértice 10000 y localizado en el cruce de las calles de Narciso Mendoza y Guadalupe Victoria, cuya cota fue tomada del plano proporcionado como información inicial siendo su cota de este de 1632.070m. Una vez que se encontró el B.N.10000, se procedió a la nivelación de la poligonal principal y de las poligonales secundarias. El B.N. se obtuvo de los diferentes planos que nos facilitaron las autoridades tanto del Estado de Morelos como las del municipio.

Con el fin de asegurar una calidad uniforme, después del levantamiento inicial, todos los levantamientos posteriores, así como los cálculos y conservación de la red, deberían realizarse de acuerdo a las mismas especificaciones para ser supervisadas por una oficina central de toda el área, si se desea, ya que esto es de mucha utilidad para poblaciones cuyo crecimiento va a necesitar de este tipo de trabajos.

Preferentemente las redes de control vertical en zonas urbanas deben de tener las siguientes características:

- Ser de alta precisión particularmente en zonas pobladas, a causa de las exigencias del sistema de drenaje.
- Con gran densidad de bancos de nivel, debido a los rápidos cambios topográficos en áreas urbanas (por la expansión de colonias y la reconstrucción de edificios).
- Observados constantemente debido a cambios frecuentes de altura en los bancos de nivel, esto a causa de los movimientos del suelo, ocasionados por los trabajos de construcción y excavación, cambios de las condiciones hidrológicas, circulación de vehículos y hundimiento de edificios.

Todo esto hace necesario un cuidadoso proyecto para la munumentación de bancos de nivel, de las normas para los levantamientos y del mantenimiento de la red de control, sin embargo para la red de bancos de nivel de Tlayacapan, se escogieron puntos ubicados solamente en el centro del poblado y en lugares cercanos a las nuevas colonias en donde se dará servicio. Esto refleja que el levantamiento surge para el beneficio de las nuevas colonias en el momento actual y no se piensa que este tipo de control sea benéfico en el futuro, para mantenerlo constantemente.

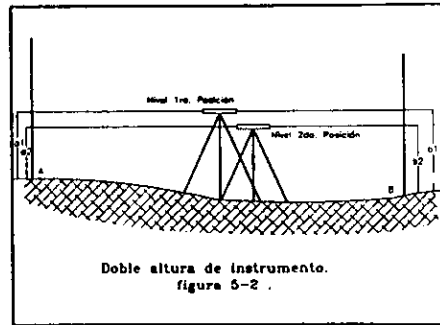
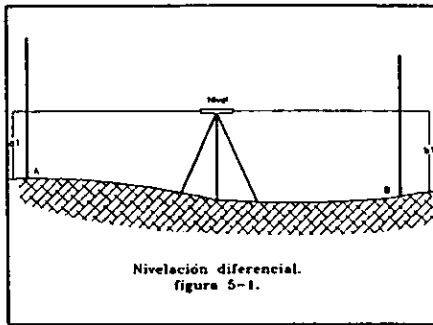
Normalmente es imposible cubrir simultáneamente toda la ciudad con una red de puntos muy densa. Por esta razón, el control vertical se realiza en dos o tres etapas estableciendo dos o tres ordenes de redes.

Las redes en el lugar fueron realizadas en el momento, solo con el fin de cumplir con la precisión necesaria para el uso que estaba destinado el banco de nivel.

Estos fueron: Nivelación de precisión (Poligonal principal) y Bancos de Nivel.
Nivelación de segundo orden (Poligonales secundarias y cotas en pozos de visita y bocacalles)

Las nivelaciones para configuración fueron las de radiaciones con Estación Total y poligonales abiertas.

Los procedimientos que se utilizaron para llevar el control altimétrico de los puntos fueron los de nivelación diferencial y doble altura de instrumento (ver figuras 5-1 y 5-2), estos procedimientos se llevaron a cabo en forma simultánea debido a los diferentes obstáculos que se tuvo durante el desarrollo de la nivelación.



V.1.- Planeación de la red de bancos de nivel.

Las mediciones de la red de nivelación se basan en los métodos conocidos de nivelación diferencial, usando niveles de burbuja o automáticos (auto-compensables). Debido a que estas redes, en el caso de los bancos de nivel, son de alta precisión, las estaciones totales no se emplearon en esta etapa.

Antes del levantamiento de campo se planeó apoyarse en los vértices de la poligonal principal para el control vertical de la zona, puesto que cubría la mayor parte del municipio y de esta forma se extendería tanto a el exterior como al interior del municipio, cerrando circuitos para su control, en cuanto a precisión y ajuste se refiere. Este trabajo al inicio se confirió a una brigada

que se encargaba de las redes, pero posteriormente, debido a que esta era una tarea grande y de importancia, se fue sumando más personal en cuanto se iba completando la planimetría.

Una red de nivelación se proyecta generalmente en dos etapas:

- 1.- **Proyecto preliminar.**
- 2.- **Proyecto definitivo.**

El proyecto preliminar es precedido por la compilación de información sobre la ubicación y calidad de los bancos de nivel de la red. Los puntos aceptados son dibujados en un plano de la ciudad. El proyecto incluye:

- La descripción de los bancos de nivelación a colocar (Sobre puntos referenciados).
- El área propuesta para eregir los bancos de nivel de acuerdo al solicitante (Para este proyecto se ubicaron en puntos indicados por las autoridades, una en la asta bandera y otra en la entrada de la iglesia).
- La selección preliminar de rutas de nivelación (con alternativas), incluyendo la vinculación con otros bancos de nivel y la subdivisión de la red propuesta en ordenes de precisión (estas no se tomaron en cuenta).
- Los bancos de nivel para el establecimiento de cotas en bocacalles, (estos fueron en su mayoría los vértices de la poligonal principal y secundarias).

La metodología empleada para la nivelación de la poligonal principal fue por el método de doble altura de instrumento con el fin de controlar el desnivel.

Se determinó que las poligonales secundarias fueron niveladas por el método de nivelación diferencial, con doble recorrido, partiendo y llegando a dos puntos conocidos de la poligonal principal.

Durante el recorrido de estas últimas se estableció nivelar bocacalles y pozos de visita. Así mismo se emplearon las estaciones totales para obtener puntos con cota (Z), complementado con un posterior tratamiento de datos se obtendrían las curvas de nivel del lugar.

Las rutas de nivelación propuestas son examinadas con relación a la pendiente, tránsito, posibles obstáculos y tipo de superficie del terreno.

El proyecto definitivo incluye:

- Las rutas finalmente elegidas, con una descripción de sus longitudes, pendientes, el método y la precisión propuestos para las mediciones (estas fueron las rutas de las poligonales).
- Ubicación de los bancos de nivel a colocar (en base a las necesidades requeridas por las autoridades).
- Método de compensación (repartiendo el error en base a las distancias recorridas).
- Tiempo de duración (cálculo de tiempos, debido a que solamente era una brigada, fue necesario incluir más tiempo y personal).

Los bancos de nivel deben de ser colocados sobre mojoneras o puntos bien establecidos. Su emplazamiento deberá ser de fácil acceso, fácil de localizar y en lugares estables para asegurar la conservación de los bancos de nivel por un largo período de tiempo.

De aquí que la visual determinada para las visuales no abarcaba más de 30 metros, utilizando aparatos basculantes de burbuja circular y con miras o estadales de 4 metros de longitud.

V.1.1.- Precisión y ajuste de las nivelaciones.

La precisión de la nivelación está afectada, por errores accidentales y sistemáticos de medición.

El error estándar de la nivelación (σ) puede ser expresado como una función de la longitud L de la línea de nivelación:

$$\sigma^2 = \epsilon L + \delta^2 L^2$$

donde ε es el error accidental por unidad de distancia y δ el error sistemático por unidad de distancia.

La influencia de los errores sistemáticos y su propagación ha sido objeto de controversia durante años. Se han propuesto fórmulas distintas para incluir los errores sistemáticos en el cálculo de la precisión de redes de nivelación.

Algunos de los errores sistemáticos se acumulan proporcionalmente a la longitud L , otros vienen a ser función de la diferencia de elevación o del tiempo. Sin embargo, si las líneas de nivelación no exceden de unos pocos kilómetros y se emplean los procedimientos adecuados en las observaciones, generalmente la influencia de los errores sistemáticos es mucho menor que la de los errores accidentales.

En estos casos la precisión de la nivelación puede caracterizarse por una desviación estándar σ_0 por unidad de distancia y su propagación sobre la distancia L , se expresa como:

$$\sigma = \sigma_0 = \sqrt{L}$$

Como regla general, se nivela dos veces cada sección de la red. Las especificaciones para este levantamiento fueron:

$$\text{Redes de primer orden} = 0.015 \sqrt{L}$$

$$\text{Redes de segundo orden} = 0.030 \sqrt{L}$$

En donde: L se expresa en kilómetros.

La precisión de las redes de nivelación en áreas urbanas, esta determinada principalmente por los requerimientos de las obras publicas.

V.1.2.- Nivelaciones de la poligonal principal.

Una vez establecidas las características de la red, se procedió a realizarlo en campo y tratar de cumplir con lo establecido. Para saber si el terreno baja o sube de elevación utilizamos la siguiente regla:

Si la Σ de lecturas atrás $>$ Σ de lecturas adelante: se subió al ir de un punto a otro.

Si la Σ de lecturas atrás $<$ Σ de lecturas adelante: se bajó al ir de un punto a otro.

El método que utilizamos para esta nivelación como ya se dijo antes fue el de doble altura de instrumento (ver figura 5-2), ya que con esto se va comprobando si el desnivel estuvo correcto, la suma de los valores obtenidos deberán ser casi igual +/- una pequeña diferencia que esta dada por:

$$T = 0.015 \sqrt{\text{Km}}$$

Y para comprobar o saber si el desnivel calculado en el circuito esta bien se hace la siguiente operación:

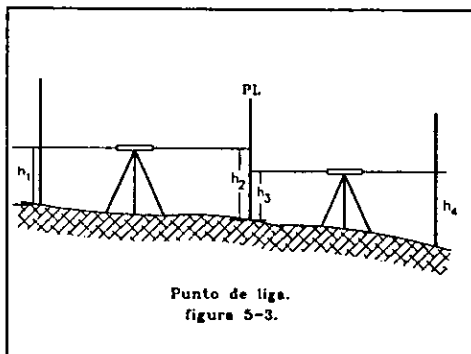
$$\Sigma \text{Lecturas}(+) - \Sigma \text{Lecturas}(-) = \text{Desnivel}; \quad \text{Para el caso de un circuito} = 0$$

Como ejemplo:

$$\text{Desnivel} = 6.207 - 9.633 = - 3.426 \text{ mts}$$

Como la suma de lecturas (+) es menor que la suma de lecturas(-), se bajo de ir a un lugar a otro.

Para este trabajo se llevo a cabo la nivelación diferencial, para distancias largas y cortas en donde los puntos algunas veces se encuentran muy distantes y en otras muy cercanos, el desnivel se obtuvo repitiendo la operación cuantas veces fue necesario, para ellos se utilizaron puntos intermedios, llamados puntos de liga (PL), que son puntos fijos que sirven para apoyar la nivelación y llevarla a otros puntos (ver siguiente figura).



Como ejemplo de la nivelación con doble altura de aparato se tiene el registro de la nivelación de la Poligonal Principal.

Registro A					Registro B				
P.V.	L(+)	Alt. Apa.	L(-)	Cota	P.V.	L(+)	Alt. Apa.	L(-)	Cota
10000	1.120	1633.190		1632.070	10000	1.152	1633.222		1632.070
PL1	1.520	1633.441	1.269	1631.921	PL1	1.591	1633.512	1.301	1631.921
10001	0.596	1632.870	1.167	1632.274	10001	0.484	1632.758	1.238	1632.274
PL2	1.269	1632.414	1.725	1631.145	PL2	1.256	1632.400	1.614	1631.144
PL3	1.172	1631.975	1.611	1630.803	PL3	1.205	1632.007	1.598	1630.802
PL4	0.530	1630.404	2.101	1629.874	PL4	0.515	1630.389	2.133	1629.874
10002	1.610	1630.254	1.760	1628.644	10002	1.586	1630.230	1.745	1628.644
PL5	1.503	1630.527	1.230	1629.024	PL5	0.338	1629.361	1.207	1629.023
PL6	1.526	1630.736	1.317	1629.210	PL6	1.302	1630.512	0.151	1629.210
10003	1.115	1630.301	1.550	1629.186	10003	1.128	1630.314	1.326	1629.186
PL7	0.965	1628.447	2.819	1627.482	PL7	0.967	1628.450	2.831	1627.483
PL8	0.989	1627.678	1.758	1626.689	PL8	0.948	1627.638	1.760	1626.690
10004	0.620	1626.736	1.562	1626.116	10004	0.604	1626.719	1.523	1626.115
10005	0.663	1626.510	0.889	1625.847	10005	0.675	1626.521	0.873	1625.846
PL9	0.335	1624.401	2.444	1624.066	PL9	0.346	1624.411	2.456	1624.065
PL10	1.268	1623.820	1.849	1622.552	PL10	1.252	1623.803	1.860	1622.551
10006	1.956	1624.090	1.686	1622.134	10006	1.946	1624.079	1.670	1622.133
PL11	3.247	1626.938	0.399	1623.691	PL11	3.254	1626.945	0.388	1623.691
10007	2.288	1628.566	0.660	1626.278	10007	2.279	1628.557	0.667	1626.278
PL12	1.813	1629.694	0.685	1627.881	PL12	1.804	1629.684	0.677	1627.880
PL13	2.208	1630.998	0.904	1628.790	PL13	2.201	1630.989	0.896	1628.788
PL14	2.405	1633.006	0.397	1630.601	PL14	2.418	1633.018	0.389	1630.600
PL15	2.291	1635.051	0.246	1632.760	PL15	2.303	1635.062	0.259	1632.759
PL16	3.150	1637.703	0.489	1634.553	PL16	3.142	1637.694	0.510	1634.552
PL17	2.177	1639.196	0.684	1637.019	PL17	2.173	1639.191	0.676	1637.018
PL18	3.578	1640.443	2.331	1636.865	PL18	3.568	1640.433	2.326	1636.865
10008			3.322	1637.121	10008			3.313	1637.120
PL19	3.507	1643.477	0.473	1639.970	PL19	3.488	1643.458	0.463	1639.970
10009			0.606	1642.871	10009			0.587	1642.871
PL20	3.881	1647.150	0.208	1643.269	PL20	3.855	1647.123	0.190	1643.268
10010			1.472	1645.678	10010			1.446	1645.677
PL21	3.721	1650.759	0.112	1647.038	PL21	3.737	1650.774	0.086	1647.037
PL22	2.213	1652.804	0.168	1650.591	PL22	2.188	1652.780	0.182	1650.592
10011			0.784	1652.020	10011			0.761	1652.019
PL23	0.115	1649.607	3.312	1649.492	PL23	0.123	1649.617	3.286	1649.494
PL24	0.434	1646.156	3.885	1645.722	PL24	0.411	1646.129	3.899	1645.718
10012			2.000	1644.156	10012			1.974	1644.155
PL25	1.354	1646.075	1.435	1644.721	PL25	1.395	1646.114	1.410	1644.719
PL26	2.711	1648.066	0.720	1645.355	PL26	2.681	1648.038	0.757	1645.357
10013			1.168	1646.898	10013			1.139	1646.899
10014			0.223	1647.843	10014			0.195	1647.843
PL27	0.116	1647.968	0.214	1647.852	PL27	0.131	1647.984	0.185	1647.853
PL28	0.736	1644.899	3.805	1644.163	PL28	0.705	1644.870	3.819	1644.165
PL29	0.873	1643.438	2.328	1642.565	PL29	0.891	1643.455	2.306	1642.564

10015			0.700	1642.738	10015			0.718	1642.737
10016			1.427	1642.011	10016			1.444	1642.011
PL30	0.109	1639.836	3.711	1639.727	PL30	0.091	1639.817	3.729	1639.726
PL31	2.188	1639.722	2.302	1637.534	PL31	2.174	1639.709	2.282	1637.535
10017			1.710	1638.012	10017			1.697	1638.012
PL31	0.214	1637.748		1637.534	PL31	0.195	1637.730		1637.535
PL32	0.084	1636.008	1.824	1635.924	PL32	0.100	1636.024	1.806	1635.924
11000			1.455	1634.553	11000			1.472	1634.552
10000			3.961	1632.047	10000			3.977	1632.047

El error cometido en la nivelación fue de: $1632.047 - 1632.070 = 0.023$

Como se ve aquí, aunque los desniveles se van comprobando, errores en la graduación del estadoal o del instrumento, así como mala lectura o anotación, hacen que sucedan errores conocidos como groseros. Esto se nota en este ejemplo debido a que el trabajo de nivelación se realizó varias veces y estos son los mejores resultados obtenidos.

De acuerdo a lo antes dicho y la distancia de la tabla de cálculo del tema anterior se tiene que la tolerancia es:

$$T = 0.015 \times \sqrt{3.385505} = 0.0275996 \text{ mts.}$$

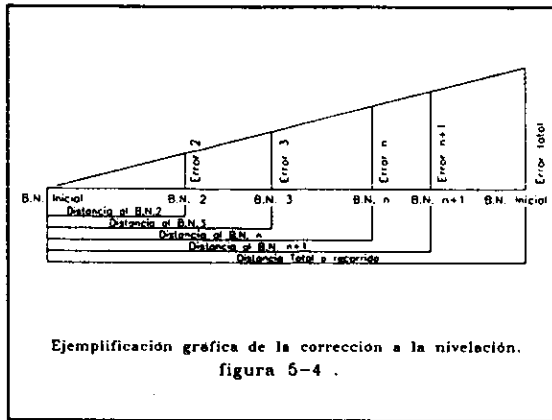
Que es aceptable, con esto se procede a realizar las correcciones de la siguiente manera:

Para su corrección se procedió a repartir el error total, en base, al recorrido que se hizo en la nivelación, esto es común ya que se considera que el error es acumulativo.

Empleando la siguiente ecuación se procede a calcular las correcciones:

$$C_i = \frac{(\text{Distancia hasta } i) \times \text{Error total}}{\text{Distancia total}}$$

Como se ve la distancia es acumulativa puesto que cuando se llega a la distancia total la corrección es el error total, y así se llega a la cota con la que se partió. Como se ve en la figura 5-4.



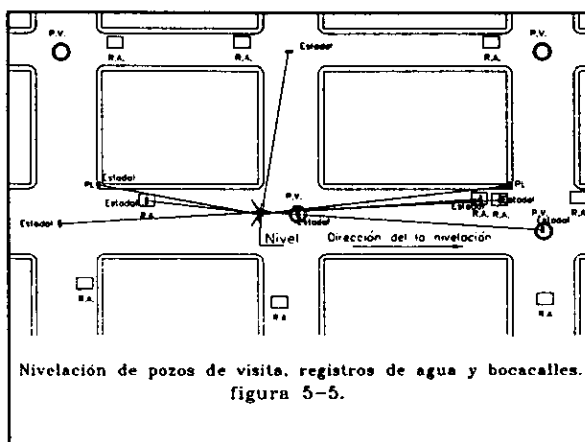
De esta forma se obtuvieron las siguientes correcciones y los datos ajustados en la siguiente tabla:

Obtención de la corrección por vértices de la Poligonal Perimétrica					
Vértice	Distancia Acumulada (1)	$E_T/Dist.T$ (2)	Producto (1) x (2)	Cota Obtenida	Cota Corregida
10001	116.256	0.000006794	0.001	1632.274	1632.275
10002	279.664	0.000006794	0.002	1628.644	1628.646
10003	414.338	0.000006794	0.003	1629.186	1629.189
10004	548.206	0.000006794	0.004	1626.116	1626.120
10005	587.254	0.000006794	0.004	1625.847	1625.851
10006	717.241	0.000006794	0.005	1622.134	1622.139
10007	793.708	0.000006794	0.005	1626.278	1626.283
10008	1078.166	0.000006794	0.007	1637.121	1637.128
10009	1330.632	0.000006794	0.009	1642.871	1642.880
10010	1448.512	0.000006794	0.010	1645.678	1645.688
10011	1588.752	0.000006794	0.011	1652.020	1652.031
10012	1929.105	0.000006794	0.013	1644.156	1644.169
10013	2392.925	0.000006794	0.016	1646.899	1646.915
10014	2514.156	0.000006794	0.017	1647.843	1647.860
10015	2662.379	0.000006794	0.018	1642.738	1642.756
10016	2878.163	0.000006794	0.020	1642.011	1642.031
10017	3020.969	0.000006794	0.021	1638.012	1638.033
11000	3348.616	0.000006794	0.023	1634.553	1634.576
10000	3385.505	0.000006794	0.023	1632.047	1632.070

Estas últimas fueron las cotas definitivas de los vértices y que se tomaron como absolutas para la propagación del control altimétrico en el municipio.

V.1.3.- Nivelaciones de las poligonales secundarias.


En el caso de las poligonales secundarias el método empleado fué el de nivelación diferencial que se obtiene considerando a la primera lectura como positiva y a las siguientes lecturas como negativas (mientras no se mueva el aparato), si se desea conocer las alturas con respecto a un punto, es decir, se toma un punto de referencia y a partir de ahí se miden los otros puntos como se observa en la figura 5-5.



En este método se partía de un punto de la poligonal principal y se comprobaba llegando al mismo u otro de la poligonal principal. En caso de que se llegara con un error no permitido por la tolerancia se repetía esta nivelación, como los encargados de estos trabajos se acostumbraron a nivelar con la poligonal principal los errores cometidos fueron minimizándose, conforme iban transcurriendo los días.

Al igual que en las radiaciones de la planimetría, la obtención de cotas de pozos de visita y bocacalles fueron el fin del trabajo, por lo que solo presentaremos una tabla de cómo se realizaron estos trabajos.

Registro de la nivelación.

P.V.				COTA	OBSERVACIONES
BN-1002	1.610	1630.254		1628.644	
			1.190	1629.064	R.A.P
			1.598		P.V.
			1.353		P.V.
PL	1.503	1630.527	1.230	1629.024	PL
			1.423		P.V.
PL	1.526	1630.736	1.317	1629.210	PL
			1.524	1629.212	P.V.
			1.551		REG. AGUA
BN-10003	1.115	1630.301	1.550	1629.186	BANCO DE NIVEL
			2.819	1627.482	P.V.
			0.551	1627.896	P.V.
			1.085		P.V.
PL	0.989	1627.678	1.758	1626.889	PL
			1.258	1626.420	P.V.
BN-10004	0.620	1626.736	1.562	1626.116	BANCO DE NIVEL

La compensación de redes de nivelación secundarias fueron igual a las de la poligonal principal por lo que no haremos hincapié en ello.

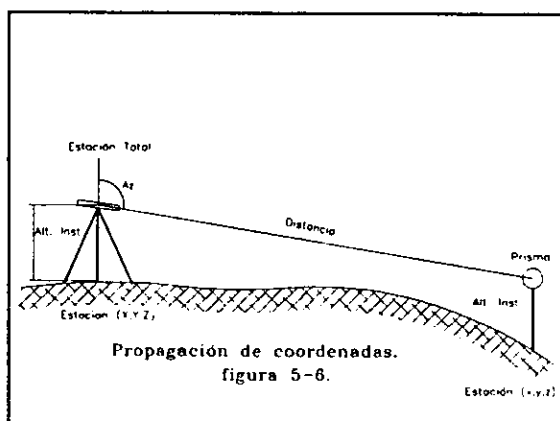
V.1.4.- Nivelaciones con las estaciones totales.

Como se ha mencionado las estaciones totales también fueron de gran apoyo para las nivelaciones de poca precisión (barrancas y lugares despoblados). Estas calculan las coordenadas (X, Y, Z) de un punto en base a la distancia inclinada obtenida y a los ángulos horizontal y vertical (distancia cenital).

Para el caso de llevar el control de la Z, en estos aparatos es necesario partir de un punto cuya cota o altura sea conocida (de preferencia con nivelación directa), debido a que al propagar puntos con Z resultan de poca precisión.

El procedimiento para llevar redes de poligonal con las tres coordenadas, con la mayor exactitud posible se basa en el proceso de medición de la altura del instrumento. Esto se explica con la descripción de las medidas a tomar para emplear este método:

Una vez colocada y nivelada la estación total se mide con ayuda de un flexómetro o cinta la distancia vertical que existe entre el vértice y el plano horizontal que forma el aparato (y que contiene a la línea de colimación). Esta distancia nos sirve para saber la altura del bastón sobre el cual está colocado el prisma, ya que de esta forma al medir la distancia al punto sobre este se obtiene directamente la cota sin hacer correcciones posteriores (en el caso del T-1600 este punto está en el porta prisma en donde convergen tres triángulos, esto debido a que se le incorporó un distanciómetro y para el TC-600, se ubica en el centro del prisma mismo, pues el distanciómetro forma parte del aparato). Esta se ejemplifica con la figura 5-6.



Esta característica no es necesaria siempre, debido a los obstáculos que se encuentran en campo. Anotando la diferencia que existió entre la altura del aparato y la altura a la que se colocó el prisma para así corregir los datos en gabinete.

Para propagar el control de poligonales se hizo necesario hacerlo de la forma más estricta posible en los vértices ya que de estos se partía para las radiaciones. De esta manera se aceptaban errores en cada vértice de ± 0.005 metros en "X" e "Y" y ± 0.010 metros en Z, estos últimos debido a que los resultados se ven afectados por:

- .- La deficiente medición de la altura del aparato (que aunque se trata de medir lo más vertical posible, se falla).
- .- La incorrecta colocación de la altura del prisma (pues el bastón se encuentra graduado en centímetros).
- .- La mala colocación del prisma, así como su nivelación (aunque ahora se cuenta con bipodes).
- .- La nivelación trigonométrica (ya que calcula la Z en base a la distancia y el ángulo vertical que implica).

Debido a estas causas, las estaciones se emplearon para obtener puntos con coordenadas (X, Y, Z) en lugares como barrancas y terracería.

VI.- PROCESAMIENTO DE DATOS Y DIBUJOS.

Esta es la última etapa en el trabajo topográfico y se realiza en gabinete pero se prepara desde campo.

En la etapa de gabinete se calculan las distancias reducidas y desniveles, se realizan todas las operaciones precisas hasta dejar dibujado el plano topográfico.

Esta parte de la topografía es necesaria que la realicen personal especializado y que se asesore con la ayuda de la persona que efectuó el levantamiento en campo para cualquier aclaración o duda al respecto.

Los planos topográficos dan la proyección horizontal del terreno con todos sus detalles naturales o de construcción; todas sus magnitudes guardan una relación constante con las correspondientes en el terreno, y por último manifiestan las elevaciones de todos sus puntos sobre el plano de proyección elegido de antemano.

Los planos topográficos son de necesidad absoluta e indiscutible. Si atendemos a la parte de la ingeniería civil son la base para los proyectos de toda clase de construcciones entre los que se puede mencionar los caminos, canales, etc.; por medio de ellos se llega al conocimiento exacto de la riqueza agrícola, permitiendo registrar la propiedad rústica y urbana (el catastro).

La elaboración de planos o mapas, es decir la representación gráfica del terreno. Dibujo o representación de las medidas para obtener un plano, mapa o un gráfico para transcribir los datos a un formato numérico o de computadora.

VI.1.- Presentación de los datos finales.

La presentación de los datos finales fue de acuerdo a los diferentes métodos que se utilizaron en cada una de las etapas del proyecto, por ejemplo en el levantamiento de las poligonales secundarias se utilizó el método de radiaciones con teodolito y cinta, por lo que los datos que se

registraron fue el ángulo horizontal, y la distancia de cada uno de los puntos observados, para obtener esta información se utilizó el siguiente registro.

Registro de campo del levantamiento utilizado en los trabajos del pueblo de Tlayacapan

EST	PUNTO	DISTANCIA	ÁNGULO	OBSERVACIONES
10000	1001			Vértice
	1002	25.274	15° 32' 35"	Paramento
	1003	20.857	35° 25' 42"	Paramento
	1004	19.459	96° 46' 23"	Paramento
	1005	17.546	105° 33' 45"	Paramento

De acuerdo a la información que se obtuvo, conociendo las coordenadas X, Y, Z del punto 10000 se realizaron algunos cálculos con el fin de obtener las coordenadas de cada uno de los puntos que se levantaron.

Otro de los métodos que se utilizó en el presente levantamiento fue el de coordenadas directas, este método consiste en ir obteniendo las coordenadas (X,Y,Z) de cada punto o detalle que se levantó en forma instantánea por medio de las estaciones totales, para esto antes de empezar el procedimiento se tiene que preparar el equipo que se utiliza. La estación total cuenta con una serie de programas internos que se usan para que el trabajo sea mas rápido y preciso, para empezar con este método, se tiene que contar con puntos bien ubicados y además se tiene que conocer de antemano sus coordenadas en (X,Y,Z) estos datos son importantes para la obtención de las coordenadas de los otros puntos, el registro utilizado fue el siguiente:

PUNTO	X	Y	Z	OTROS DATOS
2001		5735.18	5122.776	
2002		5791.61	5108.728	
2003		5791.83	5103.346	
2004		5752.38	5113.548	
2005		5738.22	5079.312	
2006		5737.76	5078.004	

VI.2.- Clasificación de la información obtenida.

Una vez obtenida toda la información y después de haber realizado todos los cálculos necesarios para contar con las coordenadas de cada uno de los puntos que se levantaron, se procedió a la clasificación de los datos, esto es necesario ya que al momento de efectuar el levantamiento se hizo de forma que se cubriera toda la zona, para ello primeramente se tuvo que seleccionar cada uno de los detalles como son:

- .- Arboles.
- .- Manzanas.
- .- Postes de luz.
- .- Postes de teléfono.
- .- Arbotantes.
- .- Pozos de agua.
- .- Pozos de visita.
- .- Paramentos.
- .- Puentes.
- .- Puntos para configuración.
- .- Etc.

Una vez que se seleccionaron cada uno de los detalles, se localizaron las coordenadas de cada radiación, posteriormente se procedió a la creación de las listas de las coordenadas correspondientes para efectuar el dibujo en computadora, para ello se empleó la hoja de cálculo Excel y el editor de textos del sistema operativo, de estas listas se creó un archivo con la extensión *.TXT o extensión *.XLS, mismos que se transformaron a un archivo con extensión *.DAT, y que nos sirve para que por medio del programa Civil CAD sean integrados los datos al programa gráfico AUTOCAD.

Registros de campo del levantamiento del pueblo de Tlayacapan por coordenadas directas

En la obtención de los datos se utilizó la Estación Total T-1600, este equipo cuenta con módulo (REC), que nos sirve para guardar la información en forma automatizada dentro de él; los datos que se guardan en este dispositivo se recuperan con el lector de datos marca WILD

GIF10, y con la ayuda de un equipo de cómputo todos los datos son almacenados dentro de la computadora.

En los formatos 6.1, 6.2, 6.3, 6.4, 6.5 y 6.6 se muestran algunas de las coordenadas de cada detalle que se levantó.

COORDENADAS DE LOS PUNTOS DE LOS PARALELOS DEL MUNICIPIO DE TAMAYAN NOR		
Identificación	X	Y
2001	5735.181	5122.776
2002	5791.612	5108.728
2003	5791.830	5103.346
2004	5752.384	5113.548
2005	5738.222	5079.312
2006	5737.767	5078.004
2007	5747.459	5119.735
2008	5755.067	5152.186
2009	5711.070	5016.528
2010	5595.942	5068.197
2011	5592.215	5070.149
2012	5656.280	5143.329
2013	5472.343	5096.949
2014	5454.301	5107.978
2015	5484.906	5101.772
2016	5417.986	5000.100
2017	5403.837	5041.616
2018	5600.897	4984.491
2019	5674.954	4964.314
2020	5547.090	4916.225
2021	5559.712	4957.133
2022	5669.140	4889.210
2023	5666.091	4852.141
2024	5649.417	4805.304
2025	5669.070	4882.328
2026	5699.460	4979.938
2027	5688.592	4949.997
2028	5350.491	4901.780
2029	5408.396	4922.661
2030	5399.593	4887.691
2031	5375.055	4975.031
2032	5289.602	4997.092
2033	5325.531	4934.767
2034	5287.370	4987.963

Tabla 6.1.

COORDENADAS DE LOS PUNTOS DE BOZAS DE VISIÓN DEL
CANTÓN BOLÍVAR, PROVINCIA BOLÍVAR

601	5382.818	5211.774
602	5384.641	5222.047
603	5385.648	5227.622
604	5387.633	5238.492
605	5270.197	5309.061
606	5271.177	5312.685
607	5223.191	5320.094
608	5424.522	5325.974
609	5233.917	5362.286
610	5237.741	5355.255
611	5491.609	5284.837
612	5769.109	5578.584
613	5771.393	5577.939
614	5767.580	5571.793
615	5765.327	5572.534
616	4839.236	5811.604
617	5800.274	4411.398
618	5749.693	4478.645
619	5773.857	4125.899
620	5752.682	4109.320
621	5734.163	4090.700
622	5736.683	4050.822
623	5742.398	4018.275
624	5831.722	3999.652
625	5702.045	3803.233
626	5726.806	3868.959
627	5654.435	3816.573
628	5034.563	5108.107
629	5061.115	5200.188
630	5678.693	4883.805
631	5697.636	4876.526
632	5697.636	4876.526
633	5824.818	4918.927
634	5891.831	4900.152
635	5763.212	4936.749
636	5710.151	4951.929
637	5865.553	5045.768
638	5851.002	5009.383
639	5975.011	4972.560
640	5999.982	4963.767
641	6034.918	4956.122

Tabla 6.2.

COORDENADAS DE LOS PUNTOS DE POSTES DE TELEFONIA EN MUNICIPIO DE SAN JUAN DE LOS RIOS		
POSTE	X	Y
1049	5723.167	4546.104
1050	5717.635	4600.948
1051	5639.381	4617.642
1052	5704.026	4591.803
1053	5686.517	4633.587
1054	5657.106	4701.244
1055	5672.749	4666.772
1056	5654.206	4751.759
1057	5639.490	4792.812
1058	6122.486	3713.292
1059	6036.544	3803.099
1060	6038.885	3780.596
1061	6057.762	3794.641
1062	5665.888	4870.772
1063	5650.491	4824.810
1064	5783.686	4202.731
1065	5773.134	4150.495
1066	5767.162	4094.598
1067	5728.656	4115.269
1068	5735.080	4517.756
1069	5749.224	4479.728
1070	5778.402	4436.974
1071	5764.192	4453.570
1072	5792.108	4417.034
1073	5805.672	4388.295
1074	5813.542	4362.250
1075	5817.724	4330.546
1076	5813.278	4297.706
1077	5794.034	4249.913
1078	5801.360	4270.317
1079	5959.056	4121.964
1080	5948.329	4171.817
1081	5939.700	4213.422
1082	5929.845	4254.917
1083	5918.825	4293.911
1084	5904.029	4332.756
1085	5888.678	4366.715
1086	5872.437	4384.734
1087	5857.580	4435.580
1088	5843.125	4465.764
1089	5826.504	4500.345

Tabla 6.3.

RENTAS DE LOS PUNTOS DE PESCA EN EL MAR		
MONTES DE PASADENA, CALIFORNIA		
1977		
Categoría	1977	1978
801	4918.213	5534.984
802	4928.283	5476.26
803	4955.981	5316.938
804	4948.455	5359.523
805	4838.461	5417.752
806	5112.961	5909.737
807	5323.405	5727.724
808	5229.350	5137.291
809	5404.128	5210.668
810	5374.041	5170.542
811	5388.957	5201.396
812	4991.715	5460.716
813	5030.250	5577.013
814	5043.653	5646.943
815	5068.614	5589.505
816	5068.339	5589.312
817	5112.541	5578.450
818	5023.961	5079.894
819	5005.864	5078.441
820	4906.528	5117.880
821	5039.234	5132.127
822	5059.386	5002.043
823	5076.923	5198.090
824	5070.070	5241.862
825	5053.120	5280.628
826	5092.877	5319.588
827	5385.487	4692.073
828	5399.825	4639.883
829	5415.285	4601.457

Tabla 6.4.

COORDENADAS DE LOS PUNTOS DE REG. DE AGUA DEL MUNICIPIO DE TAYACAN, TOR.		
Camino 2001		
701	5035.77	4833.115
702	4929.622	5474.478
703	5600.143	3726.453
704	3704.467	3802.597
705	5656.917	4840.382
706	5171.459	6101.303
707	5611.226	5872.334
708	5605.246	5869.209
709	5592.738	5863.880
710	5557.442	5849.952
711	5532.356	5951.256
712	5525.347	5936.863
713	5274.993	5777.548
714	5324.910	5789.607
715	5365.707	5829.361

Tabla 6.5.

COORDENADAS DE LOS PUNTOS DE LAS BARRANGAS DE MUNICIPIO DE TAYACAPAN MOR. 1997			
MUNICIPIO	X	Y	Z
1	5394.952	4693.826	1618.608
2	5391.631	4696.761	1618.707
3	5392.267	4689.653	1617.982
4	5421.222	4672.871	1607.871
5	5471.324	4644.042	1608.151
6	5435.59	4658.402	1618.295
7	5515.937	4614.911	1616.289
8	5482.863	4629.336	1618.653
9	5526.516	4612.421	1616.346
10	5534.577	4621.762	1617.349
11	5534.857	4618.220	1615.645
12	5544.077	4618.197	1616.337
13	5578.414	4628.567	1616.765
14	5587.729	4624.431	1615.065
15	5587.427	4625.523	1616.564
16	5592.412	4626.022	1616.113
17	5617.094	4600.588	1616.395
18	5617.279	4592.926	1615.588
19	5639.284	4580.465	1615.870
20	5641.647	4580.944	1614.266
21	5644.1	4583.838	1615.344
22	5655.508	4571.836	1614.398
23	5665.95	4569.086	1613.694
24	5677.222	4555.499	1614.843
25	5675.913	4541.379	1614.490
26	5697.904	4517.474	1614.089
27	5697.939	4521.258	1613.945
28	5690.979	4524.321	1613.865
29	5683.933	4543.639	1614.804
30	5697.982	4529.446	1614.795
31	5740.104	4503.853	1613.960
32	5749.426	4481.026	1613.674
33	5724.648	4498.112	1613.911

Tabla 6.6.

VI.3.- Dibujo automatizado de los planos.

En la actualidad cualquier dibujo o gráfica que se haga, se realiza con el apoyo de un equipo de cómputo y con un conjunto de programas que sirven en la elaboración de todo trabajo que se realice en la computadora.

Es importante señalar que en otros tiempos la elaboración de los planos era un trabajo muy laborioso ya que todo se hacía manualmente y cualquier cambio o error que se tuviera, se tendría que dibujar otra vez o si requería un cambio de escala se tenía que dibujar nuevamente, por lo que era un problema su elaboración. Así mismo, había personal encargado de esta actividad exclusivamente, ahora una misma persona puede hacerlo casi todo. En la actualidad todos esos problemas ya no existen, porque con la ayuda del equipo de cómputo todo queda a una escala real y dentro de un archivo, al que se le pueden realizar todo tipo de modificaciones, si se desea modificar cualquier detalle, solamente se tienen que hacer los cambios correspondientes al archivo o si se desea cambiar de escala basta solamente con modificarla sin que se tenga que dibujar nuevamente el plano.

Con la ayuda del equipo de cómputo y los diversos tipos de programas, se puede dar una mejor presentación al plano, esto es, editar el cambio de líneas, cambio de letras o de tamaño, insertar imágenes, dar un mayor resalte a los elementos, ya sea en blanco y negro o en color según lo que convenga; ordenarlo por elemento, barrancas, paramento, poligonales de apoyo, letreros, etc.

VI.3.1.- El uso de la computadora en el dibujo de los planos.

El uso de la computadora en estos tiempos es fundamental para la planeación, operación y trazo de proyectos en cualquier área de la ingeniería; esta importante herramienta ha hecho que se reduzcan los costos y tiempos de cualquier trabajo, además de que se pueden realizar los trabajos con una mayor precisión, esto en lo que se refiere a los cálculos y dibujos que se tengan que realizar en forma automatizada.

Es importante señalar que la computadora por si sola no puede trabajar, ya que tiene que auxiliarse del software necesario, que son un conjunto de programas que sirven para desarrollar cualquier trabajo, como son: los procesadores de palabra, las hojas de cálculo y los programas para diseño gráfico.

Existe una gran variedad de modelos y marcas de computadoras, para este proyecto se utilizó una computadora marca Vectra con procesador 486, con memoria RAM mayor de 2 Mb con una capacidad de memoria en disco dura de 500 MB, también en la elaboración de los planos se ocuparon otros tipos de unidades secundarias como son: impresoras de tonner, plotters con inyección de tinta, módulos REC, WILD GIF-10 y discos flexible de 3.5".

VI.3.2.- Tipo de software empleado.

Para este estudio topográfico se utilizaron distintos programas de software que van desde un procesador de palabra, hasta los programas de diseño gráfico. A continuación mencionaremos algunos de ellos, describiendo en forma breve el proceso en el cual fueron empleados:

En la elaboración o planeación de cualquier proyecto, existe un programa específico para cada uno de ellos, por ejemplo aquellos que sirven para hacer diferentes gráficas, existe software para funcionar como máquina de escribir, hojas de cálculo que sirven para realizar distintas operaciones (sumar, restar, multiplicar o realizar funciones y gráficas), hay programas para diseño gráfico que nos auxilian en el dibujo de cualquier proyecto de ingeniería; como son los levantamientos topográficos, pero lo más importante, es que día a día las empresas que se dedican a la creación de estos programas nos facilitan las tareas del dibujo. Sacando al mercado software específico según la necesidad.

A continuación mencionaremos algunos de ellos, describiendo el proceso para el cual fueron empleados:

- .- PC Tools.
- .- Wild Soft.
- .- Word Microsoft.

- .- Hoja de cálculo Excel de Microsoft.
- .- Editor del Sistema Operativo.
- .- Civil-Cad.
- .- Autocad.

Uno de los primeros programas que usamos fue el Wild Soft: este programa se utilizó en la obtención de los datos que se guardaron en el módulo REC de la Estación Total T-1600, y con ayuda de una computadora y del lector de datos WILD GIF10, se abrió en el prompt de raíz de la computadora, después se bajó la información del módulo REC al directorio creado, ya que esta información con el programa Wild Soft nos permite empezar a trazar el dibujo, o bien se le puede cambiar la extensión y convertirlo a un archivo que pueda leer el Autocad (*.DXF).

El Wild Soft y el PC-Tools sirvieron de base para leer los datos del T-1600 y TC-600 respectivamente, ya sea en el módulo de registro o en la memoria interna del aparato, y de aquí se hizo otra transformación de datos para incorporarlos al Autocad.

Otro de los programas fué el editor de textos del Sistema Operativo, este paquete nos auxilió en la creación de las listas de coordenadas que fueron levantadas por el método de radiaciones con el equipo T-2 y cinta, para obtener las coordenadas de cada uno de los puntos que se levantaron, se tuvo que realizar antes todos los cálculos correspondientes en forma manual y con ayuda de calculadoras de mano, de estas coordenadas se tuvieron que hacer relaciones de ellas en el Editor de Textos, para después este archivo se convierta con ayuda del programa Civil-Cad (software adicional al Autocad), para poder incorporar los datos a él programa Autocad.

Otra forma de realizarlo fue también en el programa Excel de Microsoft ya que es más manejable que el editor, así se organizaron todas aquellas coordenadas que fueron levantadas por las Estaciones Totales TC-600, en este programa se preparó otro archivo con extensión *.XLS, posteriormente se convirtió en un archivo con extensión *.DAT o *.TXT mismo que puede leer el programa de dibujo.

Una vez obtenida la información dentro del programa Autocad, al guardarlo se crea un archivo con extensión *.DWG, el cual significa que la información ya fue convertida a un archivo de dibujo propio del programa y se pueden empezar a trazarse los contornos de las manzanas, paramentos, calles y de todos los detalles obtenidos en el campo; con este dibujo solamente representamos la planimetría del lugar, o sea las coordenadas X,Y.

Una vez dibujada toda la planimetría y utilizada la simbología, el programa Civil-Cad se utilizó para trazar la configuración del terreno, representándolo con curvas de nivel, dichas curvas nos muestran por donde pasa el plano que se encuentran a la misma altura. La cota o altura de cada una de las curvas de nivel están referidas al Nivel Medio del Mar.

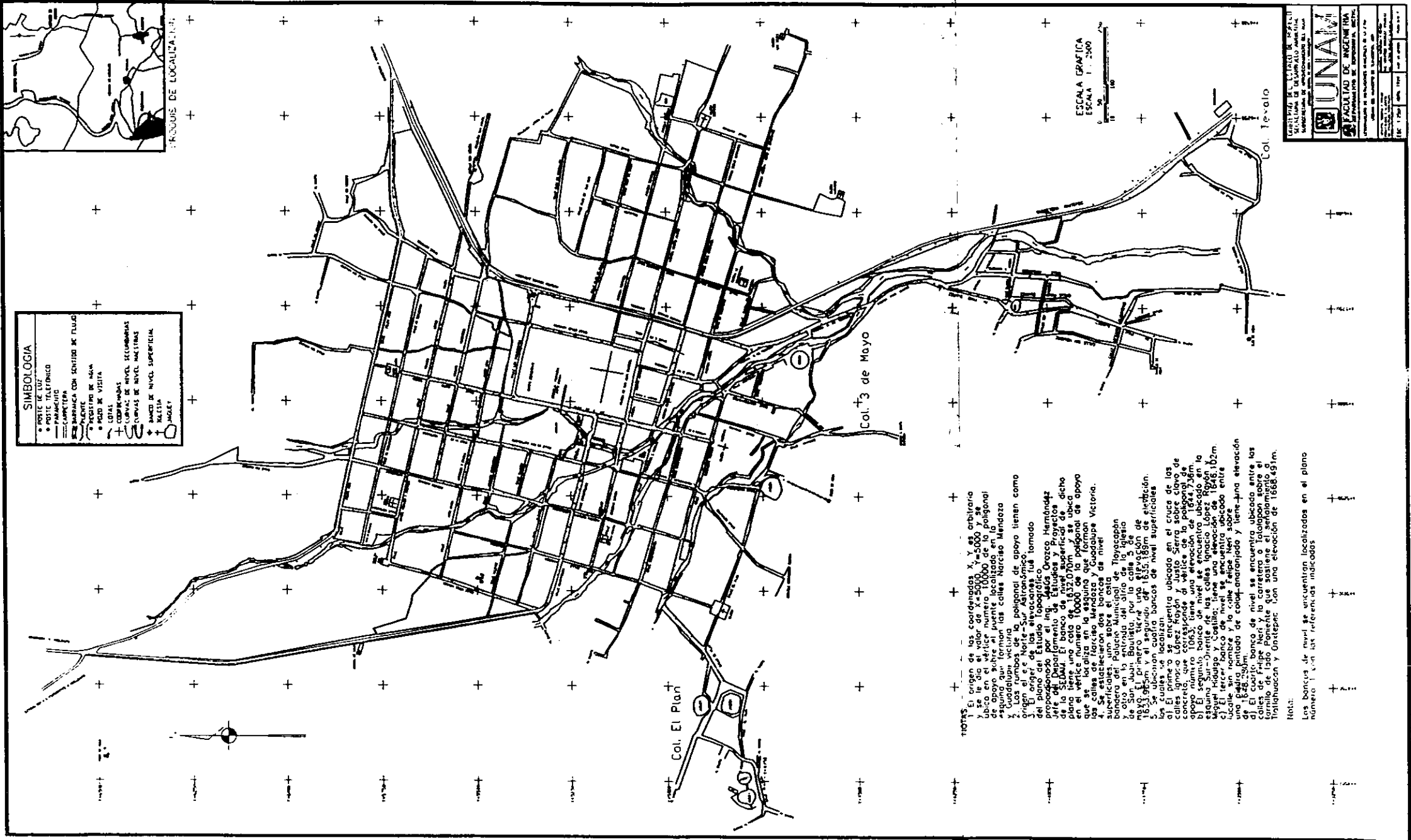
VI.3.3.- Clasificación y Obtención de planos.

Una vez terminado el dibujo del proyecto en el programa Autocad, de este se puede obtener información diferente, según los datos que se quieran representar en los planos para después mandar a imprimir la información solicitada.

Para este proyecto los planos que se solicitaron fueron los siguientes:

- .- Plano Planimétrico del lugar (Fig. 6-1).
- .- Plano Altimétrico del lugar (Fig. 6-2).
- .- Plano con las instalaciones municipales (Fig. 6-3).
- .- Plano con las elevaciones en bocacalles (Fig.6-4).

Como se observa en los siguientes planos:



SIMBOLOGIA

- POSTE DE LUZ
- POSTE TELEFONICO
- PARQUETERIA
- CAMBIERIA CON SORTEO DE FLUJO
- CAMBIERIA DE AGUA
- PISO DE VISTA
- LINDA
- CERRAMINAS
- CURVAS DE NIVEL SECUNDARIAS
- CURVAS DE NIVEL PRIMARIAS
- BANCO DE NIVEL SUPERFICIAL
- MALETA
- MOJETA

NOTAS:

1. El origen de las coordenadas X, Y es arbitrario y se le dio el valor de X=5000, Y=5000 y se ubica en el vértice número 10000 de la poligonal de apoyo que forman las calles Narciso Mendoza y Guadalupe Victoria.
2. Los rumbos de la poligonal de apoyo tienen como origen el vértice número 10000.
3. El origen de las elevaciones fue tomado del plano del Estudio Topográfico proporcionado por el Ing. Mada Orozco Hernández de la SEMAR. El banco de nivel superficial de dicho plano tiene una cota de 1432.070m y se ubica que se localiza en la esquina que forman las calles San Juan Bautista y la calle 5 de Mayo.
4. Se establecieron dos bancos de nivel superficiales, uno sobre el caso bandera del Palacio Municipal de Tlayacapan y otro sobre el caso bandera de la calle 5 de Mayo. El primero tiene una elevación de 1633.96m y el segundo de 1635.18m de elevación. Los cuales se localizan bancos de nivel superficiales.
5. El primero se encuentra ubicado en el cruce de las calles Ignacio López Rayón y Justo Sierra sobre el caso de apoyo número 1063, tiene una elevación de 1724.73m.
6. El segundo banco de nivel se encuentra ubicado en la esquina Sur-Oriente de las calles Ignacio López Rayón y 102m.
7. El tercer banco de nivel se encuentra ubicado en la calle sin nombre y la calle Felipe Neri sobre una plaza pintada de color anaranjado y tiene una elevación de 1635.18m.
8. El cuarto banco de nivel se encuentra ubicado entre las calles de Felipe Neri y la carretera a Tlalalapa sobre el terreno de Lado Poniente que sostiene el serbatoio de agua en la intersección de las calles de la calle 102m y Ontepec con una elevación de 1666.93m.

Nota:

Los bancos de nivel se encuentran localizados en el plano número 1 con las referencias indicadas.

UNAM

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

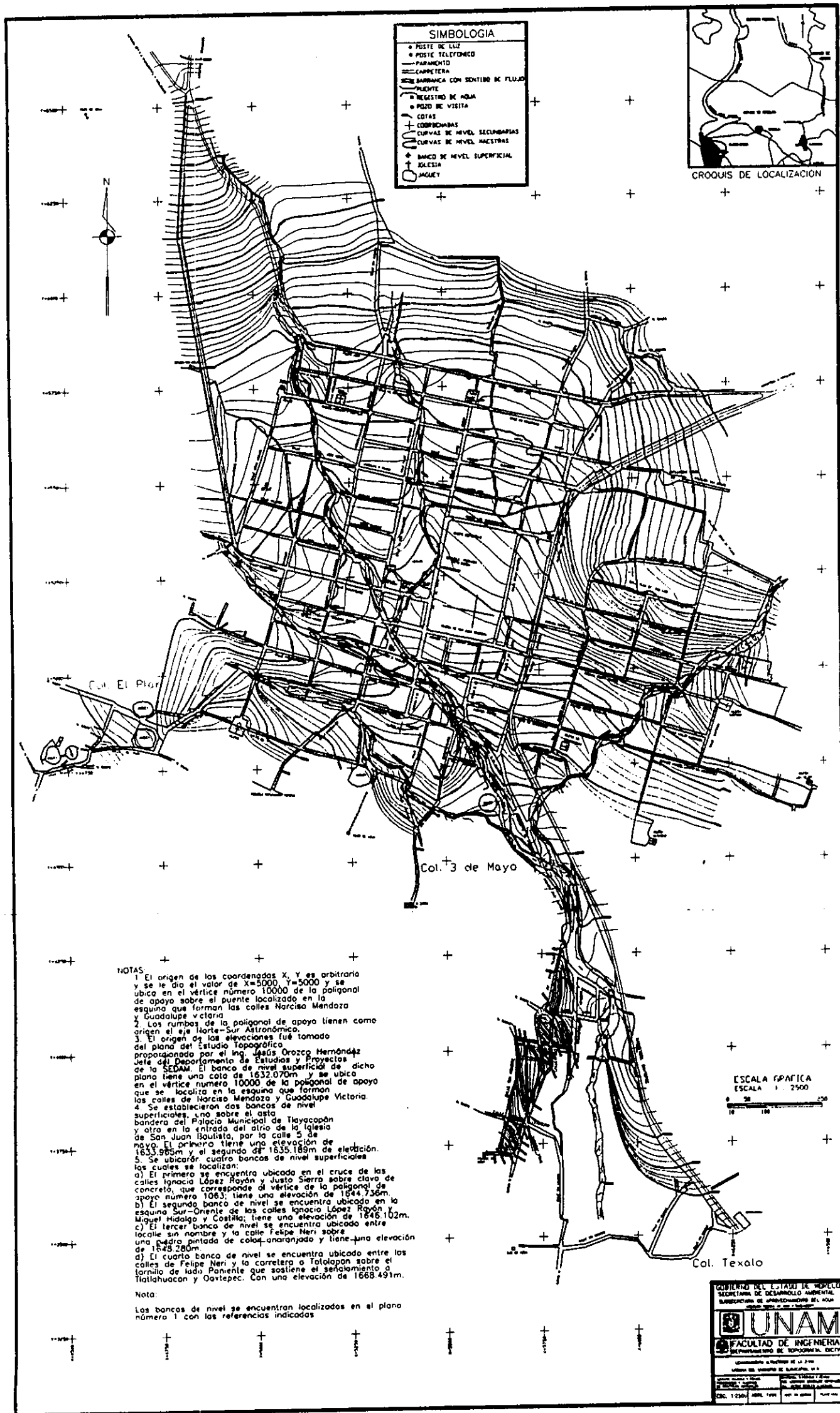
FACULTAD DE INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE GRADUACIÓN

ALUMNO: ...

FECHA: ...



SIMBOLOGIA

- POSTE DE LUZ
- POSTE TELEFONICO
- PARQUEMENTO
- CARRERA
- BARRANCA CON SENTIDO DE FLUJO
- PUENTE
- REGISTRO DE AGUA
- POZO DE VISITA
- COTAS
- CORCHOMBAS
- CURVAS DE NIVEL SECUNDARIAS
- CURVAS DE NIVEL MAESTRAS
- BANCO DE NIVEL SUPERFICIAL
- BOLESA
- MQUET



NOTAS:

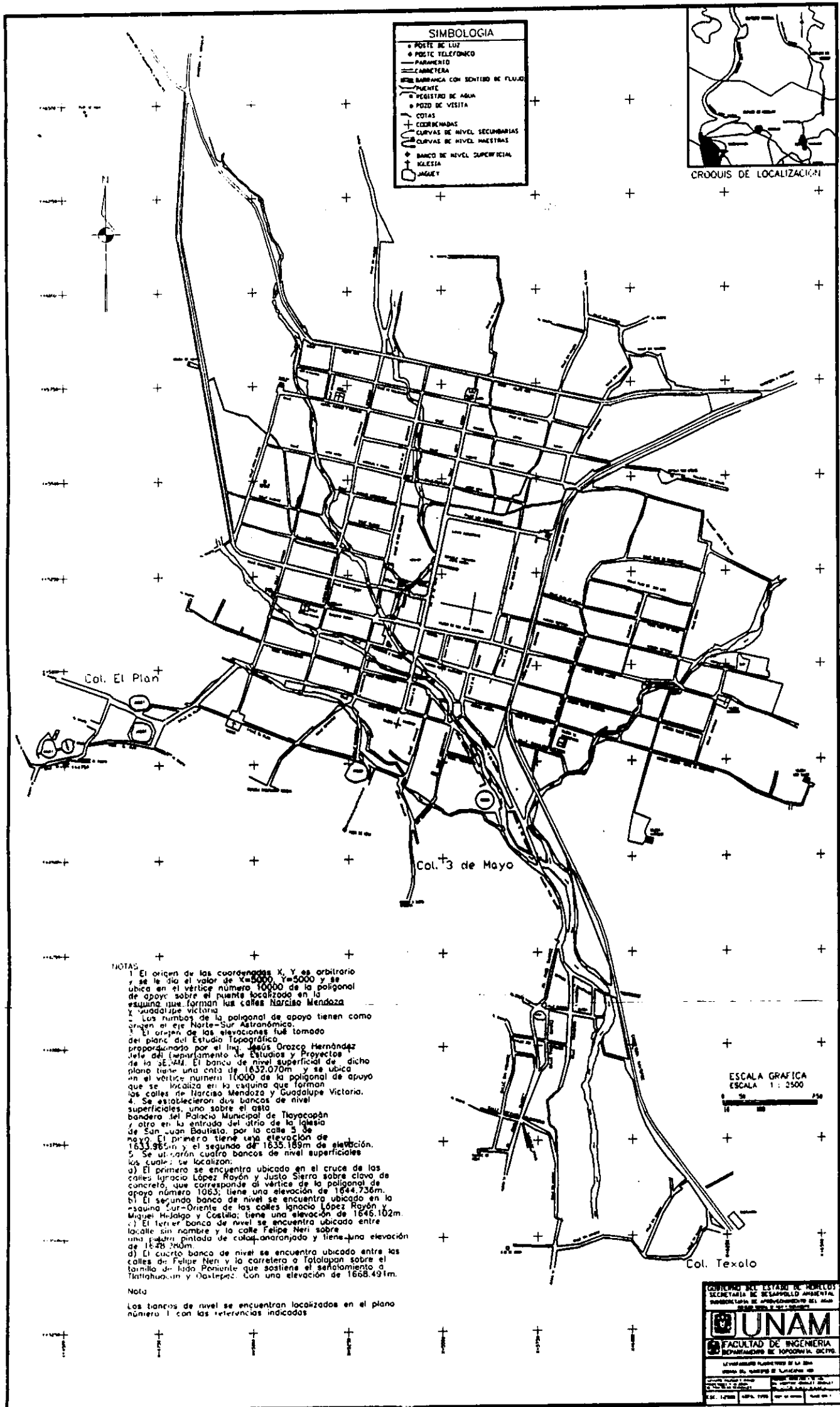
1. El origen de las coordenadas X, Y es arbitrario y se le dio el valor de X=5000, Y=5000 y se ubica en el vértice número 10000 de la poligonal de apoyo sobre el puente localizado en la esquina que forman las calles Narciso Mendoza y Guadalupe Victoria.
2. Los rumbos de la poligonal de apoyo tienen como origen el eje Norte-Sur Astronómico.
3. El origen de las elevaciones fue tomado del plano del Estudio Topográfico propuesto por el Ing. Jesús Orozco Hernández jefe del Departamento de Estudios y Proyectos de la SEDAM. El banco de nivel superficial de dicho plano tiene una cota de 1632.070m y se ubica en el vértice número 10000 de la poligonal de apoyo que se localiza en la esquina que forman las calles de Narciso Mendoza y Guadalupe Victoria.
4. Se establecieron dos bancos de nivel superficiales, uno sobre el asta bandera del Polanco Municipal de Tlayacapan y otro en la entrada del alrío de la Iglesia de San Juan Bautista, por la calle 5 de mayo. El primero tiene una elevación de 1633.985m y el segundo de 1635.189m de elevación.
5. Se ubicarán cuatro bancos de nivel superficiales los cuales se localizan:
 - a) El primero se encuentra ubicado en el cruce de las calles Ignacio López Rayón y Justo Sierra sobre clava de concreto, que corresponde al vértice de la poligonal de apoyo número 1063; tiene una elevación de 1644.736m.
 - b) El segundo banco de nivel se encuentra ubicado en la esquina Sur-Oriente de las calles Ignacio López Rayón y Miguel Hidalgo y Costilla; tiene una elevación de 1648.102m.
 - c) El tercer banco de nivel se encuentra ubicado entre locales sin nombre y la calle Felipe Neri sobre una piedra pintada de color anaranjado y tiene una elevación de 1648.280m.
 - d) El cuarto banco de nivel se encuentra ubicado entre las calles de Felipe Neri y la carretera a Toluca sobre el (tornillo de ludo) Paniente que sostiene el señalamiento a Tlauhuanac y Oaxtepec. Con una elevación de 1668.491m.

Nota:
Los bancos de nivel se encuentran localizados en el plano número 1 con las referencias indicadas.

GOBIERNO DEL ESTADO DE MORELOS
SECRETARIA DE DESARROLLO RURAL
SUBSECRETARIA DE AGRICULTURA Y AGUA

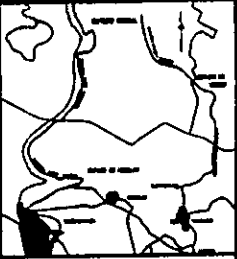
UNAM
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE TOPOGRAFIA, DICTA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
CIC. 12304 APR. 1968



SIMBOLOGIA

- POSTE DE LUZ
- POSTE TELEFONICO
- PARQUEMENTO
- CALLETERA
- BARRANCA CON SENTIDO DE FLUJO
- PUENTE
- REGISTRO DE AGUA
- POZO DE VISITA
- COTAS
- COORDENADAS
- CURVAS DE NIVEL SECUNDARIAS
- CURVAS DE NIVEL PRIMARIAS
- BANCO DE NIVEL SUPERFICIAL
- IGLESIA
- JAGUET



Col. El Plan

Col. 3 de Mayo

Col. Texelo

NOTAS

1. El origen de las coordenadas X, Y es arbitrario y se le dio el valor de X=5000, Y=5000 y se ubica en el vértice número 10000 de la poligonal de apoyo sobre el puente localizado en la esquina que forman las calles Narciso Mendoza y Guadalupe Victoria.
2. Los números de la poligonal de apoyo tienen como origen el eje Norte-Sur Astronómico.
3. El origen de las elevaciones fue tomado del plano del Estudio Topográfico preparado por el Ing. Jesús Orozco Hernández jefe del Departamento de Estudios y Proyectos de la SEMAR. El banco de nivel superficial de dicho plano tiene una cota de 1632.070m y se ubica en el vértice número 10000 de la poligonal de apoyo que se localiza en la esquina que forman las calles de Narciso Mendoza y Guadalupe Victoria.
4. Se establecieron dos bancos de nivel superficiales, uno sobre el asta bandera del Palacio Municipal de Tlayacapan y otro en la entrada del atrio de la Iglesia de San Juan Bautista, por la calle 3 de Mayo. El primero tiene una elevación de 1633.965m y el segundo de 1635.189m de elevación.
5. Se utilizaron cuatro bancos de nivel superficiales los cuales se localizan:
 - a) El primero se encuentra ubicado en el cruce de las calles Ignacio López Rayón y Justo Sierra sobre clava de concreto, que corresponde al vértice de la poligonal de apoyo número 1063; tiene una elevación de 1644.736m.
 - b) El segundo banco de nivel se encuentra ubicado en la esquina Sur-Oriente de las calles Ignacio López Rayón y Miguel Hidalgo y Costilla; tiene una elevación de 1645.102m.
 - c) El tercer banco de nivel se encuentra ubicado entre la calle sin nombre y la calle Felipe Neri sobre una pared pintada de color anaranjado y tiene una elevación de 1648.300m.
 - d) El cuarto banco de nivel se encuentra ubicado entre las calles de Felipe Neri y la carretera a Tlalapan sobre el tambo de la casa Penante que sostiene el señalamiento a Tlatlahuacán y Oaxtepec. Con una elevación de 1658.491m.

Nota

Los bancos de nivel se encuentran localizados en el plano número 1 con las referencias indicadas.

ESCALA GRAFICA

ESCALA 1:2500

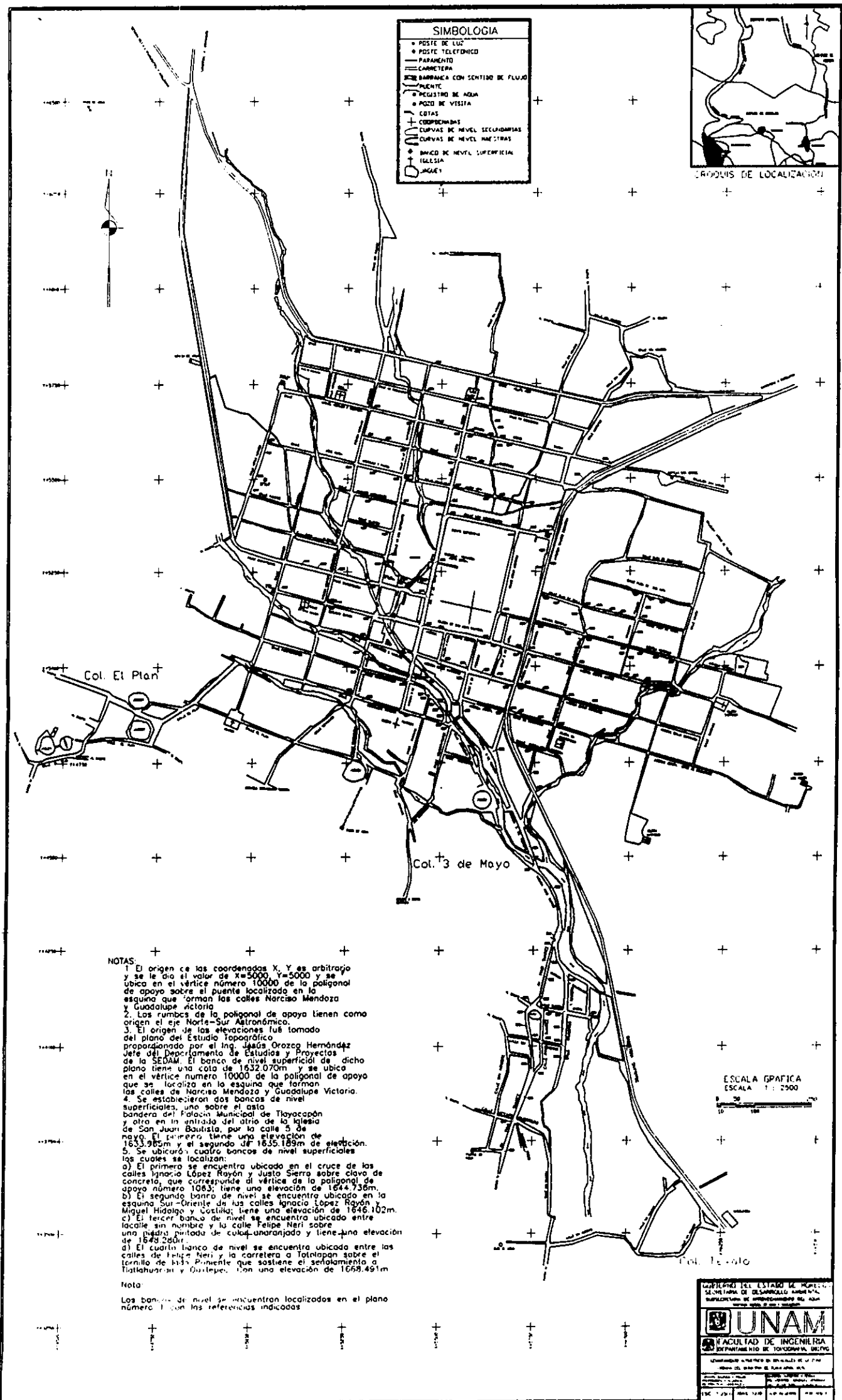


GOBIERNO DEL ESTADO DE MORELOS
SECRETARÍA DE DESARROLLO AMBIENTAL
SUBSECRETARÍA DE APROVECHAMIENTO DEL AGUA
DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS Y SANEAMIENTO

UNAM
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE TOPOGRAFIA, DCTPG

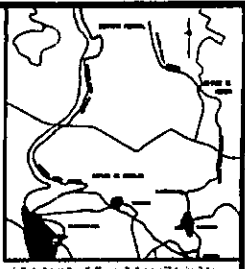
LEVANTAMIENTO PLANIMETRICO DE LA ZONA
COTAS DE SUPERFICIE DE LA ZONA

PROYECTO: ...
CANTON: ...
E.C.: ...
FECHA: ...



SIMBOLOGIA

- POSTE DE LUZ
- POSTE TELEFONICO
- PARQUEADO
- CARRETERA
- BARRERA CON SENTIDO DE FLUJO
- PUENTE
- REGISTRO DE AGUA
- POZO DE VISITA
- COTAS
- CORREDORES
- CURVAS DE NIVEL SECUNDARIAS
- CURVAS DE NIVEL PRIMARIAS
- BANCO DE NIVEL SUPERFICIAL
- IGLESIA
- JARDIN



NOTAS:

1. El origen de las coordenadas X, Y es arbitrario y se le dio el valor de X=5000, Y=5000 y se ubica en el vértice número 10000 de la poligonal de apoyo sobre el puente localizado en la esquina que forman las calles Narciso Mendoza y Guadalupe Victoria.
2. Los rumbos de la poligonal de apoyo tienen como origen el eje Norte-Sur Astronómico.
3. El origen de las elevaciones fue tomado del plano del Estudio Topográfico proporcionado por el Ing. Jesús Orozco Hernández Jefe del Departamento de Estudios y Proyectos de la SEDAM. El banco de nivel superficial de dicho plano tiene una cota de 1632.070m y se ubica en el vértice número 10000 de la poligonal de apoyo que se localiza en la esquina que forman las calles de Narciso Mendoza y Guadalupe Victoria.
4. Se establecieron dos bancos de nivel superficiales, uno sobre el asta bandera del Palacón Municipal de Tlayacacán y otro en el atrio del atrio de la Iglesia de San Juan Bautista, por la calle 5 de mayo. El primero tiene una elevación de 1633.98m y el segundo de 1635.18m de elevación.
5. Se ubicaron cuatro bancos de nivel superficiales los cuales se localizan:
 - a) El primero se encuentra ubicado en el cruce de las calles Ignacio López Rayón y Justo Sierra sobre el cruce de apoyo número 1083; tiene una elevación de 1644.736m.
 - b) El segundo banco de nivel se encuentra ubicado en la esquina Sur-Oriente de las calles Ignacio López Rayón y Miguel Hidalgo y Costilla; tiene una elevación de 1646.102m.
 - c) El tercer banco de nivel se encuentra ubicado entre la calle sin nombre y la calle Felipe Neri sobre una pista privada de cul-de-sac anaranjado y tiene una elevación de 1648.280m.
 - d) El cuarto banco de nivel se encuentra ubicada entre las calles de Felipe Neri y la carretera a Tlatelapán sobre el terreno de la pista privada que sostiene el señalamiento a Tlatelapán y Quixote, con una elevación de 1668.491m.

Nota:
Los bancos de nivel se encuentran localizados en el plano número 1 con las referencias indicadas.

ESCALA GRAFICA
ESCALA 1:2500

UNIVERSIDAD DEL ESTADO DE MORELOS
SECRETARÍA DE EDUCACIÓN SUPERIOR
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE TOPOGRAFÍA, GEOMÁTICA Y CARTOGRAFÍA

UNAM

FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE TOPOGRAFÍA, GEOMÁTICA Y CARTOGRAFÍA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

SECRETARÍA DE EDUCACIÓN SUPERIOR

INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA Y GEOGRAFÍA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

SECRETARÍA DE EDUCACIÓN SUPERIOR

INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA Y GEOGRAFÍA

Planos

La ventaja de dibujar en computadora es que se dibuja a escala real y se puede imprimir todo el dibujo o parte de él, determinando la parte del dibujo y el tamaño del papel. Esto involucra la determinación de la escala del dibujo. Para la impresión de planos, la escala escogida en base a las dimensiones máximas del papel (910 mm por Rollo), tuvo que ser de 1 : 2500 (910 mm por 1800 mm).

Cabe mencionar que para ir supervizando cada una de las etapas del dibujo, se elaboraron durante el levantamiento de campo planos auxiliares dibujados a diferentes escalas, mismos que sirvieron como base para la comprobación de lo que se dibujo en la computadora.

Las escala que se usaron en el dibujo de los planos fueron:

- .- Planos escala 1 : 500 para representar el avance manzanero del levantamiento, así como la ubicación de los detalles.
- .- Planos escala 1 : 1000 para representar las poligonales y de esta forma planear la utilización de puntos de control para el levantamiento y la ubicación de bancos de nivel.

Por último como en cualquier trabajo de este tipo, se hizo la entrega de los archivos de dibujo en disquetes de 3.5" para la producción de copias de planos, así como agregar información adicional, planeación, etc.; esto es de gran ayuda, para los trabajos posteriores.

CONCLUSIONES.

Como se hizo notar en la introducción, el poblado de Tlayacapan se encuentra en la misma situación como tantos pueblos en el país y hasta cierto grado las grandes capitales de los estados incluyendo el Distrito Federal. Esto se debe al crecimiento en la población mexicana que provoca una consecuente propagación en las áreas habitadas, que hacen que la instalación de servicios y la planeación de los recursos naturales se hagan cada vez más difícil de manejar.

Todo esto hace que cada día la topografía adquiera más importancia para el desarrollo de la infraestructura de una población.

Esto con el fin de satisfacer las necesidades y para mantener el status de vida de las personas a un nivel tolerable.

Todo proceso que se lleva a cabo comienza con obtener información inicial, toda la que se pueda obtener para planear las acciones a tomar y dar una solución lo más fácil y económico que sea posible (optimización de recursos), para lograr el objetivo deseado.

Esto es lo que como profesionales hace importante nuestra contribución en este tipo de trabajos. Dar una solución lo más satisfactoria posible, planeando, ejecutando y controlando los procesos que se lleven a cabo.

Sin mantenerse apartado de todos los procesos que conlleva, sino sirviendo de intermediario entre ellos, esto es algo en que nuestro papel como Ingenieros Topógrafos y Geodestas nos mantiene ligado a las actividades que se llevan a nuestro alrededor.

Con el avanzar del tiempo las crecientes tecnologías han hecho que el trabajo de la topografía se beneficie, esto se muestra claramente en la utilización cada vez mayor de los instrumentos electrónicos, como se ha mencionado a lo largo de esta tesis, tales como Estaciones Totales (teodolito electrónico implementado con un distanciómetro), que tienen incorporado una

memoria interna para guardar una cantidad grande de datos y que llevado a cabo con un ordenador específico a la hora de hacer los levantamientos en campo, facilitan el procesamiento de los datos y el dibujo.

El empleo de niveles de tipo Láser, que no fueron empleados en este trabajo, pero que previenen el manejo en las nivelaciones de un solo operador, quien coloca el instrumento y mediante una mira con códigos de barra efectúa el levantamiento.

Por último y más importante es la creación del Sistema de Posicionamiento Global, que se emplea por norma en la totalidad de los trabajos, dejando atrás a las triangulaciones, trilateraciones, triangulateraciones y a la orientación astronómica, así como hasta cierto grado a las poligonales de gran extensión; Lo cual permite hacer observaciones a grandes distancias, con poco tiempo y costo, manteniendo las precisiones que se requieran.

De igual manera la computación ha permitido que se facilite el procesamiento de datos, con la cada vez mayor cantidad de programas, que sirven para hacer cálculos y compensaciones de un sin fin de números de datos, dejando atrás el problema de realizar las complicadas y tediosas operaciones en las máquinas.

Esto nos hace recapacitar que aunque los programas existan y sirvan en la mayoría de los casos, esto no los exenta de errores ya que solo siguen un patrón determinado, es por esto que se debe de analizar en donde es benéfico utilizarlos y de que manera, y para que tipo de operaciones no es valido. Esto equivale que los Ingenieros se formen un criterio profesional para estos asuntos.

Así mismo los avances tecnológicos hacen que los futuros ingenieros tengan que involucrarse en áreas como la computación y la electrónica, para poder entender como funcionan y sobre que base están fundamentados estos instrumentos. Pero siempre teniendo en cuenta a los conceptos básicos de la topografía.

La información obtenida en este trabajo, es de importancia para llegar a una nueva meta que se busca y es el de formar los conocidos Sistemas de Información Geográfica, en donde por medio de sistemas de computo contiene toda la información que se puede necesitar en un momento dado, tipo de vivienda, accesos carreteros, catastro, servicios, uso del suelo, actividades económicas, calidad de vida, costumbres, planos del lugar, topográficos, hidrológicos, geológicos, etc. Datos obtenidos de encuestas, levantamientos topográficos investigaciones, empleo de imágenes por satélite, fotografías aéreas, etc.

Lo anterior conforma una base de datos extensa que puede venderse a la persona que necesita cierto tipo de información, para realizar una actividad determinada.

Es por esto que el trabajo del Ingeniero Topógrafo y Geodesta abarca una gran cantidad de áreas y dudo poco que el trabajo se termine, ya que las necesidades de la topografía, son indispensables para la construcción de obras necesarias para el país, que abarca una gran extensión y sin fin de climas, y de cambios que se producen constantemente en la Tierra.

Como se ha visto, en todo el desarrollo de toda esta tesis, las actividades realizadas durante las Prácticas Generales (ya en el último semestre de la carrera de Ingeniero Topógrafo y Geodesta impartida en la Universidad Nacional Autónoma de México), son de una importancia vital para los alumnos, los cuales tienen la oportunidad de aplicar las teorías aprendidas en campo, que aunque se tienen prácticas durante su aprendizaje, no son de tanta importancia como lo son en trabajos donde se compromete a entregar un buen trabajo a gente de comunidades.

El aprendizaje de un Ingeniero Topógrafo es multidisciplinario sin duda alguna, trabajar bajo un Sol abrazador o bajo una gran lluvia o nevada. Pero esta continua práctica hace que el profesionista conforme pasa el tiempo cada vez más se sentirá más seguro de sí mismo, consiente del trabajo de su personal con los que comparte el trabajo, cuidadoso de sus instrumentos y dominador del área de trabajo cuyo aspecto cambiará notablemente por sus estudios.

Todos estos trabajos a lo largo de la vida profesional van conformando una idea de las necesidades del pueblo, ya que tiene el privilegio de estar en contacto con la mayoría de la gente.

Y si tiene la suerte de estar a las ordenes de un ingeniero enérgico, justo y bueno, debe aprovecharse de su ejemplo. En fin, no tardará mucho en poder comparar la sedentaria vida de oficina de los delineantes o dibujantes, a la que él goza, respirando libremente la vivificante atmósfera del campo.

BIBLIOGRAFÍA.

- Anuario estadístico del estado de Morelos 1997**, Instituto Nacional de Geografía e Informática (INEGI).
- Topografía General y Aplicada**, Francisco Domínguez García. Editorial Dossat S.A: Madrid 1965.
- Guía Práctica de Topografía Usual**, E. Liger. Editorial Gustavo Gili, S:A: Barcelona 1960.
- Tratado de Topografía Clásica**, Ignacio Fossi Gutiérrez, Editorial Dossat, S:A:, España 1960.
- Topografía Moderna**, Russell C. Brinker, Paul R. Wolf. Harper & Row Publishres, Inc. E.U. 1997.
- Administración Dinámica**, Jaime A. Belasco, Editorial Limusa, México 1986.
- Aplicaciones en Ingeniería de Métodos Modernos de Planeación, Programación y Control de Procesos Productivos**, Melchor Rodríguez Caballera, México 1962.
- Manual de Geodesia y Topografía**, Mario Ruiz Morales, Editorial Proyecto Sur, Granada España.
- Topografía Práctica**, Jose Zurita Ruiz, Ediciones CEAC, España 1985.
- Manual de Normas y Especificaciones Para Levantamientos Geodésicos de Alta Precisión en Areas Pequeñas**, Comité de Geodesia del Instituto Panamericano de Geografía e Historia. México D.F: 1987.
- Cálculo y Compensación de Temas Poligonales Primera, Segunda y Tercera Parte**, Ing. Esteban Horvat, Instituto Panamericano de Geografía e Historia. Buenos Aires, Argentina 1973.
- Revista Cartográfica, Sistema de coordenadas Terrestres y sus Transformaciones**, Rafael Sosa Torres, Instituto Panamericano de Geografía e Historia. México, D.F: 1985.
- Topografía General**, Ing. Sabro Higashida Mirayabara.
- Ministerio de Obras Publicas y Urbanismo Instituto Geográfico Nacional. Sistema de Posicionamiento Global (GPS)**, José Luis Caturla Sánchez de Neira, Madrid España 1987.
- GPS 100 SRVYII Personal Surveyor**, GARMIN, Owner1s Manual.
- GPS Field Surveying Techniques**, ASHTECH, 1991.
- Sofware MP (Mission Planing) GPS Multi-Sitio de ASHTECH**, Manual de Operación.