



2  
2ej

Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

**Topografía para el Proyecto del Sistema de Transporte  
Metropolitano de la Ciudad de México**

**T E S I S**

Que para obtener el título de:

**Ingeniero Topógrafo Geodesta**

**p r e s e n t a :**

**Eduardo Alvarez Jaurez**



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 está 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  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-201

Señor EDUARDO ALVAREZ JAUREZ,  
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Raúl Cejudo Ortega, para que lo desarrolle como TESIS para su Examen Profesional de la carrera de INGENIERO TOPOGRAFO Y GEODESTA.

"TOPOGRAFIA PARA EL PROYECTO DEL SISTEMA DE TRANSPORTE METROPOLITANO DE LA CIUDAD DE MEXICO"

- I. Introducción.
- II. Levantamientos planimétricos.
- III. Levantamientos altimétricos.
- IV. Proyectos de trazo y perfil.
- V. Control topográfico.
- VI. Costos de trabajos topográficos.
- VII. Tablas para cálculo.
- VIII. Conclusiones.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento con lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Coordinación de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, a 6 de agosto de 1985  
EL DIRECTOR

DR. OCTAVIO A. RASCON CHAVEZ.

@  
OARCH/RCCH/sho.

I N D I C E

CAPITULO		Pág.
I.	INTRODUCCION. . . . .	2
I.1	Antecedentes del Transporte Masivo. . . . .	2
II.	LEVANTAMIENTOS PLANIMETRICOS. . . . .	12
II.1	Poligonales de Apoyo. . . . .	12
II.2	Orientación Astronómica . . . . .	16
II.3	Levantamientos. . . . .	19
II.4	Levantamiento de las Instalaciones Municipales . . . . .	25
III.	LEVANTAMIENTOS ALTIMETRICOS . . . . .	34
IV.	PROYECTO DE TRAZO Y PERFIL. . . . .	40
IV.1	Proyecto de Trazo . . . . .	40
IV.2	Cálculo de Curvas Clotoides. . . . .	47
V.	CONTROL TOPOGRAFICO. . . . .	71
V.1	Control Planimétrico . . . . .	71
V.2	Control Altimétrico. . . . .	80
VI.	COSTOS DE LOS TRABAJOS TOPOGRAFICOS. . . . .	88
VI.1	Jornadas de Trabajo y Cálculo de Horas Hombre Trabajadas al Año. . . . .	92

CAPITULO		Pág.
VI.2	Cálculo de Salarios Reales. . . . .	95
VI.3	Evaluación de Costo del Equipo. . . . .	96
VII.	TABLAS PARA CALCULO . . . . .	112
VIII.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES. . . . .	123
	BIBLIOGRAFIA. . . . .	126

# CAPITULO I

## I. I N T R O D U C C I O N.

La ciudad de México que tuvo sus inicios a partir de una isla lacustre de apenas 11km<sup>2</sup>, y que puede convertirse por su número de habitantes en la más grande del mundo, ha originado por su población, superficie y requerimiento de servicios en general, soluciones que responden a la medida de sus problemas.

Este trabajo tratará acerca de la colaboración que la ingeniería topográfica aporta para la solución de uno de ellos; el del transporte masivo, que tiene como elemento principal al Sistema de Transporte Colectivo "Metro", o Metropolitano como es conocido en casi todas las ciudades donde existe.

### I.1 ANTECEDENTES DEL TRANSPORTE MASIVO.

La población original de nuestra ciudad tenía comunicación a tierra solamente por vía acuática. Es en la segunda mitad del Siglo XV que se inicia la construcción de calzadas-dique, que -

tuvieron por finalidad comunicar con tierra firme y además - controlar la salinidad y nivel de las aguas del lago. El número de estas calzadas se propagó hasta constituir la vialidad de una ciudad bien comunicada y organizada en su aspecto urbano.

Para comunicar al mercado de Tlatelolco, el centro comercial más importante del extenso imperio azteca, se construyó - una gran calzada y también otras con diferente destino, como la de Iztapalapa, que salía de la puerta Sur del Templo Mayor, continuando por las que actualmente son avenidas José Ma. Pino Suárez, Sn. Antonio Abad y Calzada de Tlalpan, al llegar a la ahora Av. Popocatepetl se bifurcaba para alcanzar también a - Coyoacán, y con rumbo a Iztapalapa pasaba por Mexicalcingo - (Pequeño México), para llegar a la orilla del Lago en Tláhuac. Mencionaremos otra de las principales calles, la de Tlacopan, o como se le conoce hoy en día, Calzada México Tacuba, que se iniciaba en la puerta poniente del recinto del Templo Mayor y



llegaba a la ribera del lago a la altura de Popotla, también con un ramal hasta los manantiales de Chapultepec.

La isla de México estuvo muy bien comunicada por medio de su red de calzadas y además por un gran número de canales de navegación, todo ello en el marco de un trazo ortogonal tan bien definido, que en la actualidad se ha convertido en el sistema de ejes viales y líneas del "Metro".

Durante la Colonia se introdujeron animales de silla, tiro y carga, esto obligo a que muchas de las vías acuáticas fueren segadas y convertidas en calles de tierra. El sistema de transporte se transformó a uno de arriería, con miles de animales y con uso de carretas, se tiene noticia de que en 1625 existieron unos 15,000 vehículos tirados por caballos o mulas. A finales del Siglo XVIII se estableció el servicio de transporte colectivo en carruajes arrastrados por caballos, su ruta inicial fué de San Angel a Tacubaya. Posteriormente se evolu-

cionó a una red primaria de ferrocarril urbano, cuyos vagones eran llevados por mulas, el siguiente paso fué la electrificación de esa red, y este sistema viene a ser el pionero, en la era moderna, en cuanto al transporte colectivo.

La electrificación de la ciudad permitió el paso de los tranvías: por la vieja Calzada de Iztapalapa, hoy Calzada de Tlalpan, cuya ruta dió servicio a Coyoacán, Tlalpan y Xochimilco; por la de Tlacopan a Puente de Alvarado, San Cosme, Santa María y San Rafael, para llegar hasta el Colegio Militar.

Sin embargo, los transportes acuáticos no desaparecieron por completo, aún en el Siglo XIX y principios del XX continuaron prestando servicio; canales como el de la Viga fueron esenciales en el abasto de hortzilizas para la ciudad. También existió una línea de vapores entre la ciudad de México y el Lago de Chalco.

Las primeras líneas de "camiones" fueron puestas en servicio entre 1915 y 1917. En 1925 circulaban aproximadamente - 15,000 vehículos, en 1955 ya eran 55,000, en 1960 llegaron a - 248,000, para 1970 había 600,000 y en 1985 casi 3'000,000.

La Capital de la República ha tenido grandes cambios en su fisonomía, en un período de 25 años se ha convertido de un asentamiento humano de cinco millones de habitantes en un área de - 316 km<sup>2</sup>; a uno de aproximadamente 10,000,000 en 590 km<sup>2</sup>. La demanda de servicios básicos ha crecido en igual forma.

El crecimiento anárquico que ha experimentado la ciudad, y los centros de población que la rodean, ha propiciado graves - problemas, no sólo en el transporte, sino también de abasto, se guridad, educación y empleo, por mencionar algunos de los más - importantes.

Por tanto, para evitar que siga el deterioro de la cali-- dad de vida, será necesario cumplir con los lineamientos marcada

dos por el "Programa de Reordenación Urbana y Protección Ecológica", uno de cuyos objetivos es lograr que la población del Distrito Federal no llegue a ser mayor del 15% con respecto al total nacional.

Según el X Censo General de Población y Vivienda, el Distrito Federal alcanzó en 1980 los 8'831,000 habitantes, la población de los municipios conurbados se estimó en 5'054,000 y en la zona metropolitana 16.1 millones. Con la información obtenida de los censos realizados entre 1950 y 1980, se han elaborado pronósticos para los años 1988, 1994, 2000 y 2010; se estima de acuerdo a la hipótesis de crecimiento medio, marcada para la política demográfica del Distrito Federal y el Estado de México, que la zona metropolitana podría llegar a tener en el año 2010, 34.30 millones de habitantes, correspondiendo 15.74 al Distrito Federal y 18.56 millones de personas a los municipios conurbados. Las cantidades mencionadas dan clara idea de la magnitud de las soluciones a desarrollar.

La Secretaría de Programación y Presupuesto ha considerado en el "Plan Nacional de Desarrollo", que la zona metropolitana está formada por las 16 Delegaciones Políticas del Distrito Federal, 53 Municipios del estado de México y uno del estado de Hidalgo. Como los estudios de origen y destino son factor importante para la definición de la política a seguir en cuanto a transporte se refiere, la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR) ha elaborado investigaciones que indican que en 1983 se generaban 2.4 millones de viajes/persona/día (V.P.D.) - de los viajes registrados en ese año: el 29.08% se realizaron en el Metro, 25.97% en autobuses urbanos, 19.04% en automóviles particulares, 14.04% en autobuses suburbanos, 8.21% en taxis colectivos y el 3.66% restante en taxis libres, tranvías, trolebuses y otros medios de transportación.

En abril de 1967 se creó el organismo público llamado "Sistema de Transporte Colectivo (STC) con la finalidad de construir y operar un tren rápido para el transporte colectivo en el Distri-

to Federal, 29 meses después se puso en funcionamiento la primera línea: Zaragoza-Observatorio de 11.5 km de longitud y 16 estaciones. El total de la primera etapa de proyecto y construcción que comprendió las líneas 1, 2 y 3 fué de 42.2 km, de los cuales 32.1 son subterráneos y 10.1 de superficie, con 48 estaciones de paso y 3 de transbordo. A la fecha se encuentran en operación 109.7 km de red con 75 estaciones de pago y 16 de transbordo y en construcción 15.8 km, ya sea en túnel profundo, subterráneo o elevado.

El "Programa Maestro del Metro" tiene provista una red de 416 km, que podrán alcanzarse según tres posibilidades de construcción anual de 8, 12 ó 18 km/año, cuya conclusión se alcanzaría en los años 2020, 2009 y 2002, respectivamente.

Si se relaciona la longitud de la red con el número de pasajeros transportados diariamente en el sistema "Metro", y tomando como ejemplo el ritmo de construcción de 8 km/año se ten-

drán para 1988, 11.06 millones de V.P.D. y para 1994, 2000 y 2010 se podrían atender 13.87, 15.81 y 19.62 millones de viajes/pasajero/día, cifras que justifican las cuantiosas inversiones necesarias para cumplir las metas previstas.

# CAPITULO II



## II. LEVANTAMIENTOS PLANIMETRICOS.

### II.1 POLIGONALES DE APOYO.

Los proyectos de ingeniería sobre todo los de ingeniería topográfica, tienen como documento fundamental a lo que habitualmente se conoce como "plano". Parte importante de la Topografía se refiere a la forma de obtener la información de campo, su transformación a datos numéricos, a la manera de representar esos datos en los planos y también a la forma correcta de interpretarlos. Uno de los procedimientos para tomar esa información es la ubicación en el terreno de vértices que conformen un polígono, y para poder conocer la calidad del trabajo, ese polígono debe ser cerrado o iniciar y terminar en puntos de coordenadas conocidas.

Los vértices de los polígonos de apoyo empleados para el proyecto del Metropolitano de la ciudad de México han sido grabados en el pavimento o bien se ha hincado un clavo de acero, con la finalidad de garantizar su conservación y fácil identifica-

ción durante el proceso del proyecto y el desarrollo de la obra, ya que también son empleados para replanteos posteriores y obtención de información complementaria, de la que se tratará oportunamente. El valor de los ángulos se determinó empleando teodolitos con lectura directa de un segundo de arco, por un mínimo de dos series, cada una de ellas consta de una lectura en cada posición del anteojo del aparato, no se aceptaron diferencias mayores a 10" entre lecturas y se cuidó de tener diferentes orígenes para cada una de ellas. La aceptación de los 10" de diferencia máxima se justifica principalmente por las condiciones de observación en las zonas urbanas: intensa refracción provocada por la temperatura del pavimento, el frecuente paso de vehículos y peatones y la contaminación atmosférica.

El valor máximo permitido de corrección angular para el cierre del polígono, tolerancia, fué de  $10'' \sqrt{n}$ , donde "n" es el número de vértices de la poligonal. Las distancias fueron medidas generalmente con distanciómetro electrónico, y ocasionalmen-

te con cinta de acero, en ambos casos se aplicaron las correcciones correspondientes. La precisión mínima aceptada es de 1:10,000.

Se presenta enseguida el cálculo de un polígono de apoyo, - en donde aprovechando el uso de calculadoras electrónicas se han eliminado algunos pasos, como la anotación de los valores del seno y coseno de los azimutes. Es conveniente el empleo de sistemas de computación que reducen considerablemente el tiempo necesario para el cálculo. (Véase Planilla de Cálculo No. 1).



## II.2 ORIENTACION ASTRONOMICA.

En los trabajos de topografía es frecuente la necesidad de conocer el azimut de una línea, operación indispensable para orientar correctamente el sistema de coordenadas ortogonales que generalmente sirven de referencia al dibujo de los levantamientos topográficos.

Para determinar la orientación de los polígonos de apoyo se obtiene el azimut de alguno de sus lados por el método de observación al Sol en dos posiciones. Este procedimiento proporciona aproximación suficiente para los objetivos del trabajo en cuestión. Las lecturas se realizaron con un teodolito de un segundo de aproximación y usando un helioscopio para comodidad el observador.

El cálculo se desarrolló de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\text{Sen } \frac{A}{2} = \sqrt{\frac{\text{Sen } 1/2 (Z + \phi - \delta) \text{ Cos } 1/2 (Z + \phi + \delta)}{\text{Cos } \phi \text{ Sen } Z}}$$

Se debe tener atención de corregir las observaciones por refracción, la corrección por paralaje no es indispensable en este caso, ya que su valor es pequeño con respecto a la aproximación que se puede esperar del método de observación. Se adoptó como dirección de la línea orientada a la media aritmética de los valores de tres series con diferencias no mayores de un minuto de arco entre ellas.

En la planilla de cálculo Número 2 se muestra un ejemplo del procedimiento de cálculo de una orientación astronómica.

# CALCULO DEL AZIMUT DIST. ZENITALES DE SOL

Az. = AZIMUT.      Z = DISTANCIA ZENITAL.  
 $\varphi$  = LATITUD.       $\delta$  = DECLINACION.

FORMULA =  $\text{Sen } 1/2 \text{ Az} =$

$$\frac{\text{Sen } 1/2 (Z + \varphi - \delta) \text{ Cos } 1/2 (Z + \varphi + \delta)}{\text{Cos } \varphi \text{ Sen } Z}$$

**C R O Q U I S**

Lugar. MORAZAN - CANDELARIA  
 Fecha. 23 DE MAYO DE 1983  
 Línea Orientada. MP1 - MP2  
 Est. en Vert. MP1  
 Teodolito. WILD T2  
 Reloj. CITIZEN Q  
 Latitud. 19° 25' 48"

Serie	Paso	P.V.	Hora del Centro	C M	C V
1	D	SOL	8 <sup>h</sup> 43 <sup>m</sup> 35 <sup>s</sup>	73 23 26	53 15 49
	I	SOL	8 45 13	72 48 50	52 53 15
	Promedio.		8.74000	73.10222	53.07556
2	D	SOL	8 51 50	73 47 25	51 21 30
	I	SOL	8 53 03	73 10 09	51 05 51
	Promedio.		8.87403	73.47972	51.22792
3	D	SOL	8 59 09	74 07 21	49 40 21
	I	SOL	9 01 24	73 33 11	49 09 10
	Promedio.		9.00458	73.83778	49.41264

CALCULO DEL AZIMUT	SERIE No. 1	SERIE No. 2	SERIE No. 3
Hora de la Observación.	8.74000	8.87403	9.00458
N. Paso del Sol por el M90W.	11.94417	11.91417	11.91417
Intervalo.	- 3.20417	- 3.07014	- 2.93669
Variación Horaria.	+ 0.00806	+ 0.00806	+ 0.00806
D. de la Hora XV. Horaria.	- 0.02581	- 0.02475	- 0.02369
Declinación a la Hora del paso.	+ 20.57139	+ 20.57139	+ 20.57139
Declinación a la Hora de la Obs. $\delta$	+ 20.54668	+ 20.54664	+ 20.54770
Distancia Zenital Observada.	53.07556	51.22792	49.41264
Corrección por Refracción.	+ 0.02139	+ 0.20000	+ 0.01889
Distancia Zenital Verdadera = Z	53.09695	51.24792	49.43153
$\varphi$	19.43000	19.43000	19.43000
Z + $\varphi$	72.52695	70.67792	68.86153
$\delta$	+ 20.54668	+ 20.54664	+ 20.54770
Z + $\varphi - \delta$	51.98027	50.13128	48.31383
Z + $\varphi + \delta$	93.07363	91.22456	89.40923
1/2 (Z + $\varphi - \delta$ )	25.99014	25.06564	24.15691
1/2 (Z + $\varphi + \delta$ )	46.53682	45.61228	44.70461
Sen 1/2 (Z + $\varphi - \delta$ )	0.43823	0.42385	0.40824
Coseno 1/2 (Z + $\varphi + \delta$ )	0.68730	0.69951	0.71074
Coseno $\varphi$	0.94305	0.94305	0.94305
Sen Z	0.79865	0.77385	0.75863
Sen <sup>2</sup> 1/2 Az. =	0.39975	0.40295	0.40602
Sen 1/2 Az. =	0.63225	0.63479	0.63720
1/2 Az. =	39.21666	39.40415	39.56331
Azimuth del Sol. =	78.43332	78.80830	79.16363
Angulo Línea Sol. =	73.10222	73.47972	73.83778
Azimuth Línea.	5°19'52"	5°19'43"	5°19'44"
Azimuth Promedio.		5°19'46"	

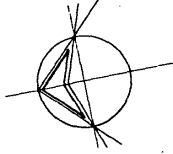
### II.3 LEVANTAMIENTOS.

La distribución de los vértices de los polígonos de apoyo es planteada previamente a su localización en el terreno en planimetría a escalas 1:2000 ó 1:5000 (Véase Plano No. 1). La planeación anticipada de la localización de las poligonales de apoyo ha permitido reducir considerablemente el número de puntos auxiliares necesarios para complementar el levantamiento y por tanto el tiempo de ejecución y costo de los trabajos. Desde los vértices principales y puntos auxiliares se miden ángulos y distancias a paramentos, guarniciones, pasos elevados o subterráneos para peatones y en general todo tipo de construcciones que deben ser tomadas en cuenta para el proyecto de trazo, la medición angular de estos detalles no debe contener errores mayores a 30", y linealmente medirse con cinta de acero o distanciómetro electrónico. Es importante recalcar que sobre todo los paramentos son ubicados con mayor exactitud a la que generalmente es aceptada en los levantamientos, ya que

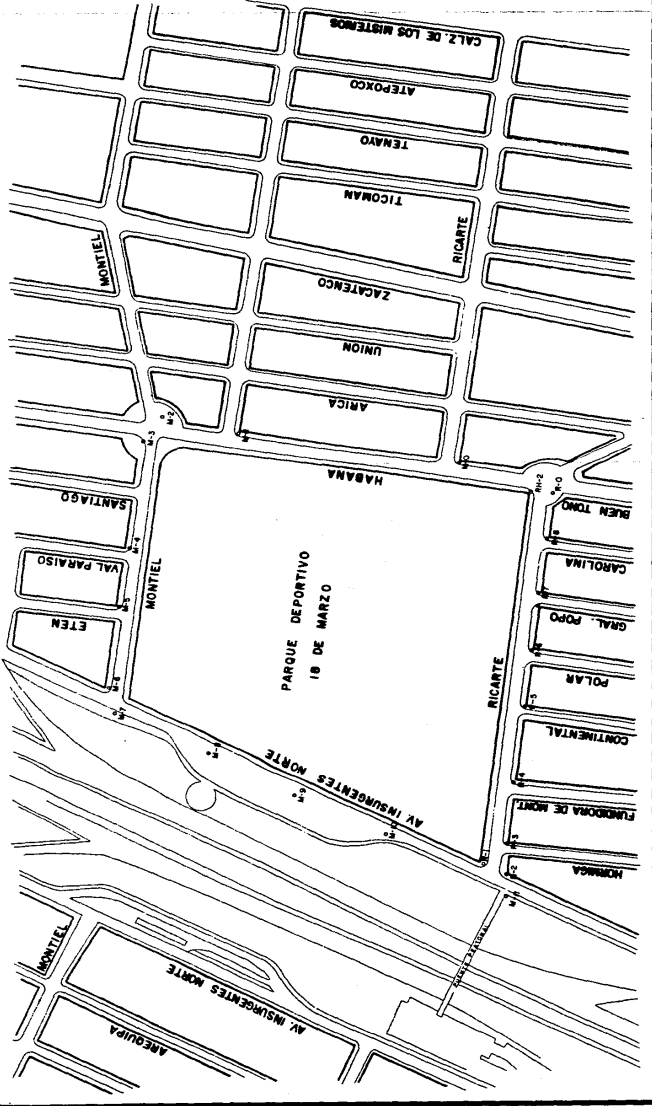


**SIMBOLOGIA**

- PARQUETO
- GUARDICAN
- VERTICE DE POLIGONAL



U N A M  
FACULTAD DE INGENIERIA  
TRAMO: HABILICA - LA VILLA  
LOCALIZACION DE VERTICES DE  
POLIGONAL DE APoyo  
ALVARO GARCIA  
PROFESIONAL EDUARDO ALVAREZ JANEZ



frecuentemente se toman como puntos obligados que definen la posición de las tangentes del eje de trazo, tanto del ferrocarril metropolitano, como de las modificaciones a la vialidad existente, nuevas vialidades o para definir los paramentos resultantes de las afectaciones.

Cuando el paso del "Metro" es por medio de túnel, con profundidad promedio de 23 m , y cruza por varias manzanas construidas, no es posible realizar el trazo directamente sobre el terreno, entonces se hace indispensable referir éste a las edificaciones importantes y permanentes y determinar analíticamente las distancias y ángulos entre los puntos de inflexión.

El dibujo de los planos para el proyecto ejecutivo se realiza a Escala 1:500, en película indeformable Cronaflex o Herculene, a tinta, la cuadrícula de las coordenadas se traza en los coordinatógrafos empleados en la restitución fotogramétrica, con lo cual se obtiene exactitud en cuanto a la perpendi-

cularidad y distancia entre marcas de coordenadas. En esta forma se hacen congruentes la calidad de la información tomada en campo y su representación gráfica. (Ver Plano Número 2).

También se emplean planos topográficos obtenidos por métodos fotogramétricos tanto en la planeación como en el proyecto ejecutivo; para el primer caso en escalas 1:2500 y para el segundo 1:500. Para la etapa de planeación se pueden emplear vuelos realizados hasta con un año de anterioridad, pero para el proyecto ejecutivo se requieren vuelos bajos que permitan obtener la escala indicada y además deben ser recientes debido a las constantes modificaciones que se llevan a cabo en la ciudad.

En algunas ocasiones no es posible contar oportunamente con la restitución fotogramétrica, ya que los vuelos están sujetos a restricciones de autorización por parte de las autoridades correspondientes, agravándose la dificultad por la nece-

**NOTAS**

- 1- ORIJEN DE COORDENADAS ARBITRARIO
- 2- LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DIRECTO

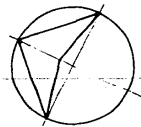
**SIMBOLOGIA**

— PARAMENTO

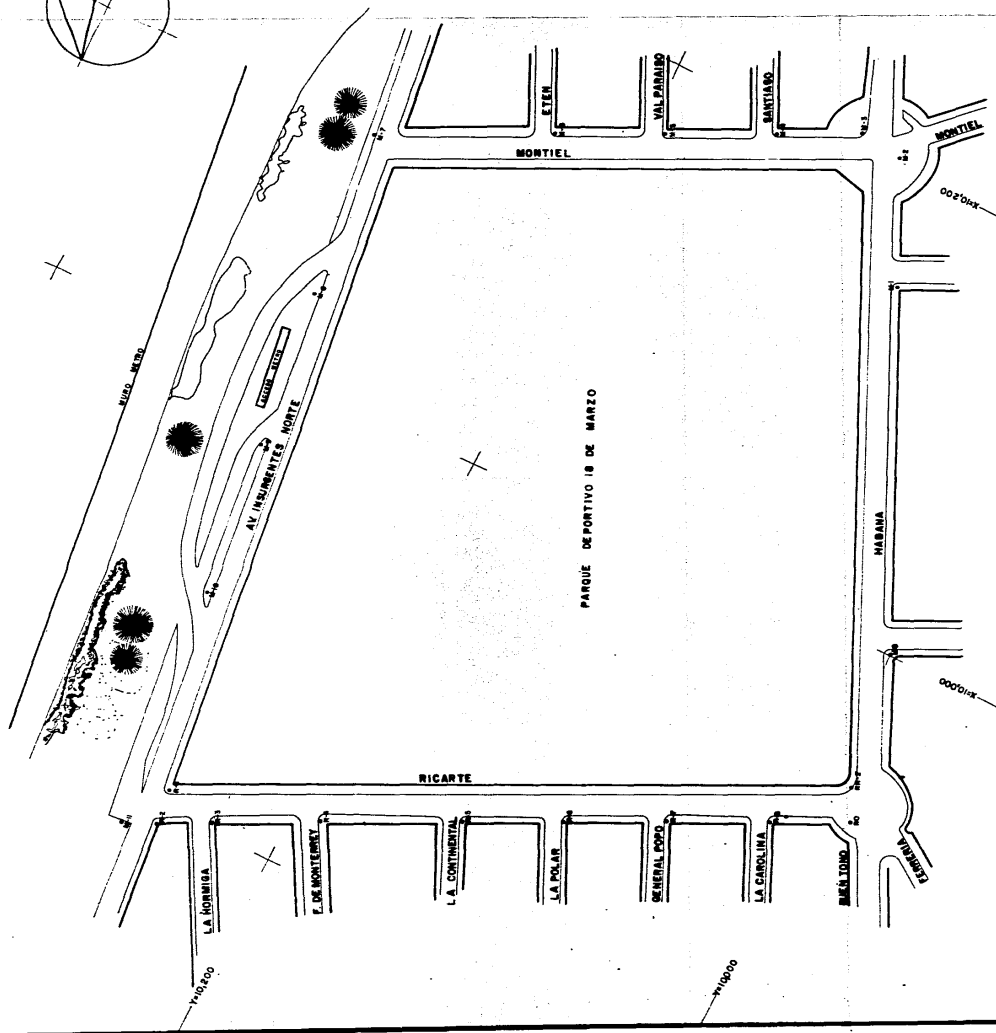
— QUERUCION



⊕ VERTICE DE POLIGONAL



U N A M	
FACULTAD DE INGENIERIA	
TRANSACCIONALES-LA VILLA	
LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO	
PLANO NUMERO 2	
TITULO PROFESIONAL	EDUARDO ALVAREZ JIMENEZ



sidad de esperar condiciones propicias, pues sobre todo la contaminación atmosférica es prácticamente permanente en el Valle de México.

Los planos fotogramétricos han sido empleados para el proyecto de las líneas 1, 4, 5 y 6. La línea 10 se desarrolla actualmente con material fotogramétrico.

#### II.4 LEVANTAMIENTO DE LAS INSTALACIONES MUNICIPALES.

Importante complemento del levantamiento mencionado en el tema anterior, es el de las redes de drenaje, agua potable, - subterráneas y aéreas de energía eléctrica, gasoductos y teléfonos.

En los estudios previos para determinar si es posible la construcción de cada línea del Metropolitano, se identifican - con la información disponible los grandes colectores, las líneas importantes de conducción de agua potable, gasoductos y - poliductos, así como los super postes y torres que soportan a los cables de alta tensión. Posteriormente, ya en la etapa de elaboración del proyecto definitivo, es indispensable conocer con mayor detalle la posición y características de cada red de servicios, para lograrlo se levantan por ángulo y distancia a - partir de los lados del polígono de apoyo y puntos auxiliares, en este caso las distancias pueden ser tomadas estadimétricamen

te, ya que por las características de las instalaciones subterráneas no es posible determinar en forma precisa su ubicación. Otra forma de obtener la información para llevarla a los planos es tomar como apoyo a los paramentos de edificación, siempre que sean sensiblemente rectos, y a partir de ellos medir - abscisa y ordenada de cada una de las tapas de registro, pozos de visita o cajas de válvulas (Figura No. 1).

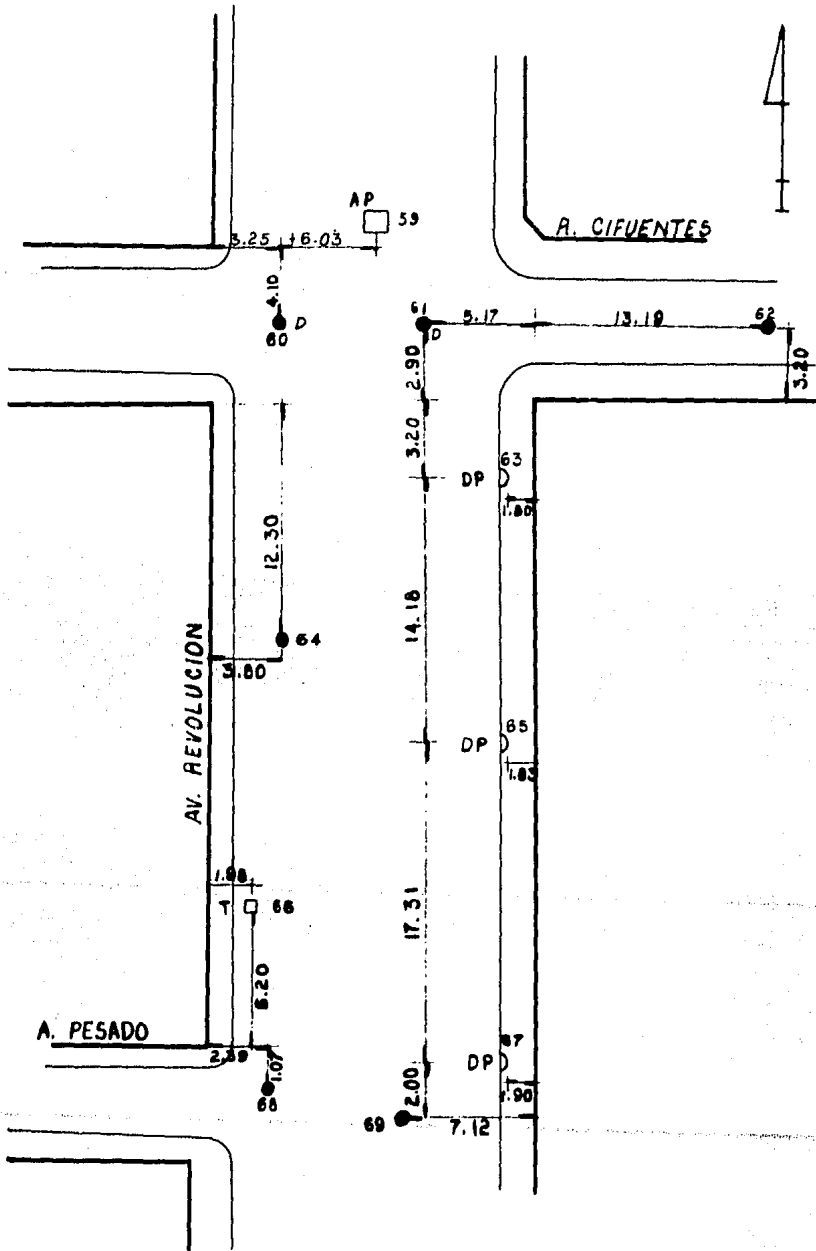


Figura no. 1



En cada pozo de visita de la red de drenaje de aguas negras o pluviales, se determina la elevación de la tapa, de la clave y la plantilla de los tubos, a partir de éstos dos últimos datos se determina su diámetro. Cuando los colectores son de diámetro mayor e interfieren con el trazo se hace necesario incrementar la información; para lograrlo se introducen buzos que reportan las dimensiones internas de los tubos, sifones, cajas de caída y pozos de visita que frecuentemente son cubiertos por la repavimentación de las calles (Fig. No. 2).

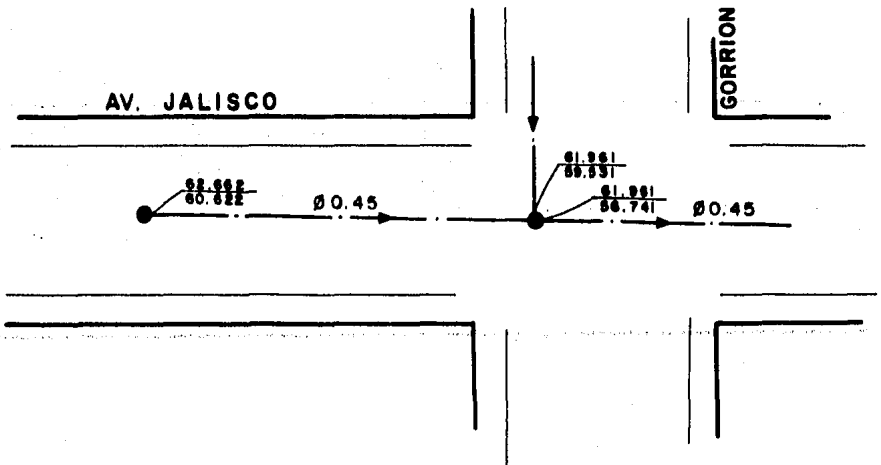


Figura no. 2



Para la localización de las redes subterráneas de alta tensión y de gasoductos es indispensable la intervención del personal de la Comisión Federal de Electricidad y de Petróleos Mexicanos, ya que el excavar para localizar esos ductos significa un alto riesgo y debe ser realizado por personal especializado. La Figura No. 4 es una sección transversal en corte que muestra una línea de alta tensión.

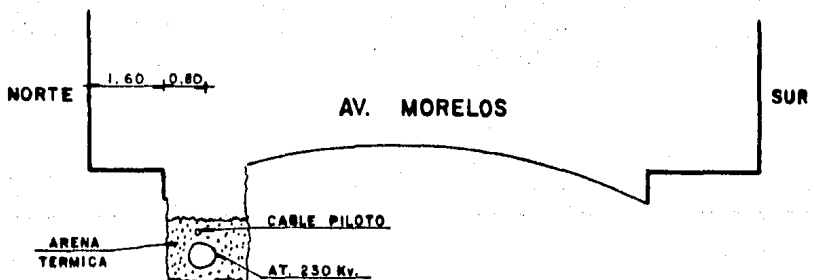


Figura no. 4

El plano No. 3 es un ejemplo de la presentación final del levantamiento de instalaciones municipales.



# CAPITULO III

### III. LEVANTAMIENTOS ALTIMETRICOS.

La información altimétrica necesaria para el proyecto y construcción del Metropolitano de la ciudad de México se apoya en tres tipos de bancos de nivel:

A).- El banco de nivel "Atzacolco"; es el banco al cual se han referido todas las nivelaciones, desde el inicio de las obras en 1967. Es un banco perteneciente a la nivelación de precisión de la Comisión de Aguas del Valle de México, se encuentra al norte de la ciudad y se asienta en la masa rocosa de la estribación de la Sierra de Guadalupe, por esta característica no presenta movimientos y su elevación se considera inalterable para los fines de proyecto y construcción. El banco es una placa metálica ahogada en una mojonera de concreto, su elevación es 2,245.008 metros sobre el nivel del mar y se localiza cerca de la esquina norponiente de la Calle Cabo Finisterre y la Av. Martín Carrera, en la Delegación Gustavo A. Made

ro. La Figura No. 5, es el croquis de localización del banco de nivel Atzacocalco.

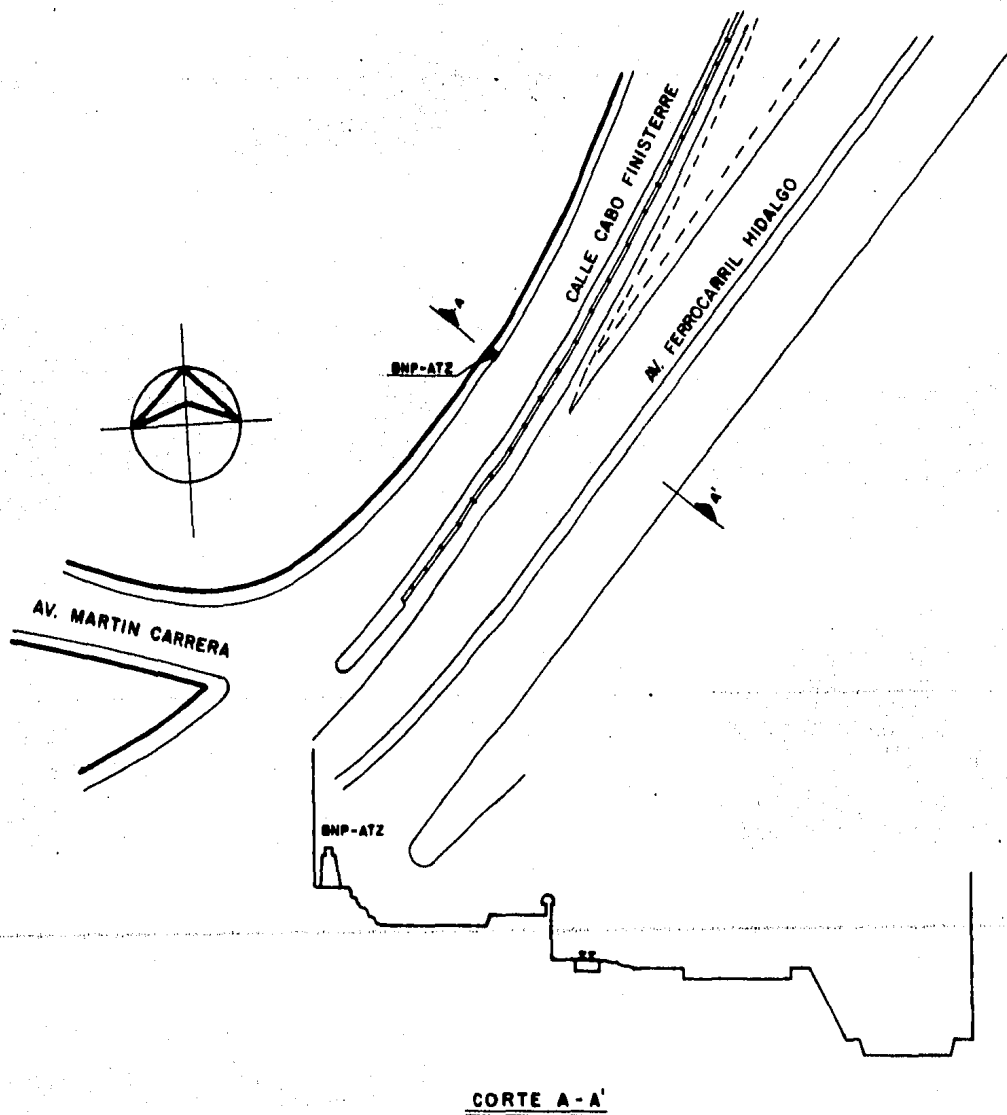


Figura no. 5

B).- Bancos de Nivel Profundos: por medio de una perforación se hacen llegar hasta el estrato resistente dos tubos de diferente diámetro, el de diámetro mayor (76mm) sirve como ademe para evitar derrumbes, el de diámetro menor (25mm) es propiamente el banco de nivel. La mayoría de estos bancos están protegidos por una caja de registro con tapa metálica, periódicamente es necesario recortar y renivelar los tubos debido a los hundimientos que presenta en general el Valle de México, - lo que hace que aparentemente emerjan los tubos (Ver Fig. No. 6).

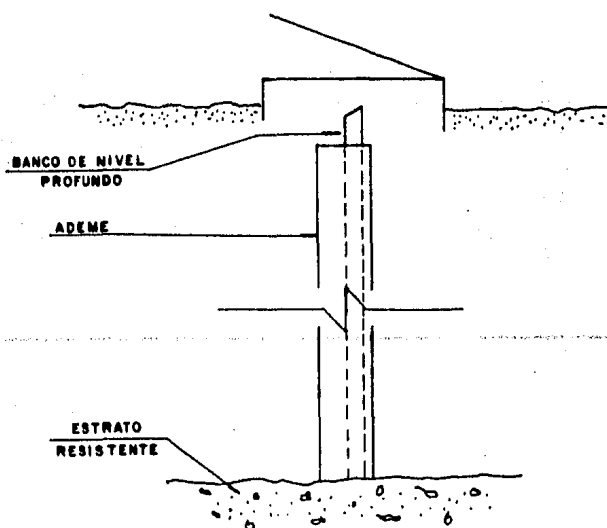


Figura no 6

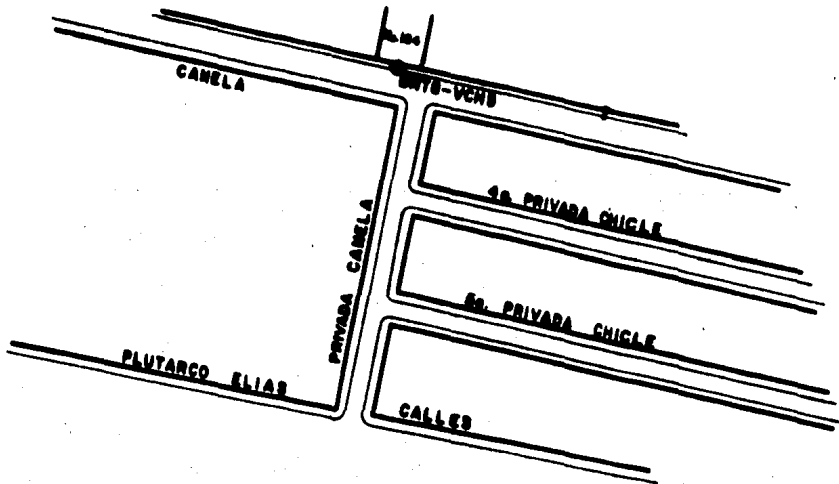


C).- Bancos Superficiales o de Trabajo: se ubican hincan-  
do un clavo de acero en guarniciones o aceras de concreto hi-  
dráulico; se prefieren clavos de acero y no placas metálicas -  
ya que éstas son más fáciles de destruir. Estos bancos fueron  
colocados por lo menos a 50m de la zona de obra, espaciándose  
aproximadamente 500m para que cada uno de ellos cubra zonas -  
de trabajo de 250m a ambos lados. Desde ellos se nivelan guar-  
niciones, camellones, aceras, clave y plantilla de las obras hi-  
dráulicas, el eje de trazo para el proyecto de perfiles y sir-  
ven también como control en el desarrollo de la construcción.

Desde el banco principal de Atzacalco se cierran circui-  
tos de nivelación a los bancos profundos y con ellos a su vez  
se controlan las líneas de bancos de trabajo. Para la nivela-  
ción se emplean los métodos de doble altura de aparato o lectu-  
ra de los tres hilos, con niveles basculantes o automáticos fa-  
bricados por las Casas Wild o Zeiss. Las diferencias en el -  
cierre de circuitos se compensan en cada banco de nivel propor-

cionalmente a las distancias recorridas, siempre que sean menores o iguales a la tolerancia de  $1\text{cm}\sqrt{k}$  donde  $k$  es la distancia recorrida en kilómetros. Es importante señalar que los instrumentos se deben revisar y dado el caso ajustar al iniciar cada jornada de trabajo.

En la Figura No. 7 se presenta la hoja de localización y control de los bancos.



BANCO DE PARTIDA			FECHA DE NIVELACION	ELEVACION OBTENIDA	OBSERVACIONES	MODIFICACIONES
Nº	FECHA	ELEVACION				
BNP-PA	23-DC-84	2235.780	OCTUBRE 84	2232.950		

**NOTAS:**

- 1.- EL ORIGEN DE COTAS B.N.P. ATZACALCO  
ELEVACION 2245.008 M.S.N.M.
- 2.- LOCALIZACION: SOBRE GUARNICION NORTE DE LA  
CALLE CANELA, FRENTE AL LOTE No. 164  
MISMA CALLE

**LOCALIZACION Y CONTROL  
DE BANCOS DE NIVEL**

FIGURA NUMERO 7

# CAPITULO IV

#### IV. PROYECTO DE TRAZO Y PERFIL.

##### IV.1 PROYECTO DE TRAZO.

En el "Programa Maestro del Metro" se ha definido la red de líneas que es deseable construir desde ahora y hasta el año 2010. Para determinar los recorridos que brinden servicio al mayor número de usuarios se han realizado estudios de demanda de transporte, origen y destino y uso del suelo entre otros.

La planeación de cada línea se desarrolla en planimetría en escala 1:2,000, ahí se diseña la trayectoria, se propone la ubicación de estaciones, se señalan las interferencias importantes: colectores, gasoductos, líneas de alta tensión y también centros de servicios urbanos y las líneas de Metro en operación y las futuras. El diseño se rectifica hasta asegurar la factibilidad de construcción y mayor economía de la obra.

El siguiente paso es realizar el proyecto preliminar de trazo, para ello se emplean planos a escala 1:500, cuya elaboración se menciona en el Capítulo II, produciendo que el trazo quede al centro de las calles para hacer mínimas las afectaciones por este concepto, ya que por los accesos a las estaciones es difícil evitarlas. Sobre los planos se determinan gráficamente ángulos y distancias entre tangentes consecutivas para determinar si es posible satisfacer las condiciones del proyecto geométrico.

El proyecto preliminar es trazado en campo, midiendo con precisión la longitud de las tangentes y los ángulos de deflexión entre ellas, para tal fin se emplean distanciómetros electrónicos con desviación estándar de  $5 \text{ mm} + 5 \text{ mm/km}$  y teodolitos en los que sea posible leer en forma directa un segundo de arco, las condiciones de tolerancia y precisión angular son las mismas que han sido señaladas para los polígonos de apoyo en el Capítulo II. Con esta información se hacen los cambios convenientes.

tes hasta llegar a lo que será el proyecto definitivo, entonces se procede al cálculo de los elementos de las curvas y de los cadenamientos de los puntos importantes del eje de trazo.

Cuando se ha situado en campo el proyecto ejecutivo de trazo se establecen referencias de puntos notables: puntos sobre tangentes PST, puntos de inflexión PI, principio y término de las curvas de transición TC y CT, y de estas con la curva circular CC, de manera que el trazo pueda ser restituido con facilidad y exactitud cuantas veces sea necesario, durante la obra y posteriormente para la implantación del trazo de las vías.

Los puntos que sirven como referencia quedan marcados permanentemente en las guarniciones o aceras por medio de clavos de acero. En general se procura conformar triángulos con los puntos mencionados lo que permite verificar los cierres angular y lineal así como su precisión. (Ver Plano No. 4).





Es conveniente señalar que debido a las características del material rodante y a limitaciones debidas al tipo de estructura que alojará a las instalaciones se deben respetar restricciones tales como:

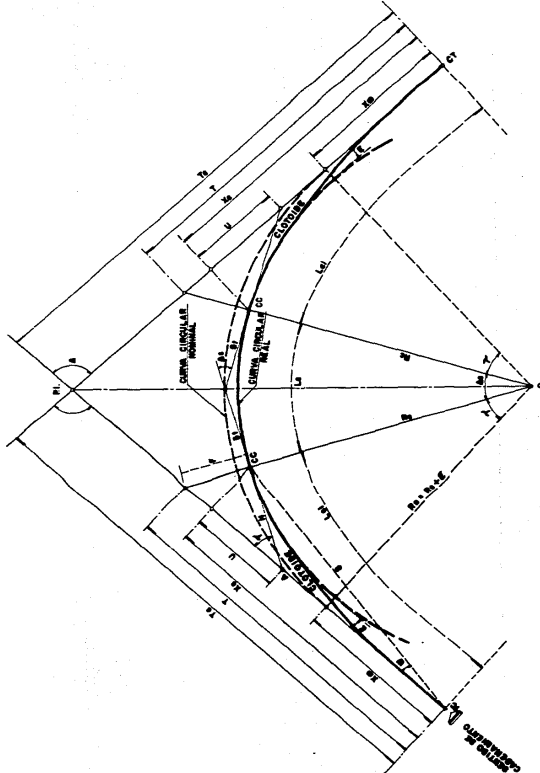
- La distancia entre el término y el inicio de dos curvas consecutivas no deberá ser menor de 12m.
- Radio mínimo de las curvas para la solución superficial: 200m.
- Radio mínimo de las curvas para las estructuras elevada o en túnel: 300m.
- Para casos especiales el radio mínimo podrá ser de 180m
- Las estaciones se ubicarán en tramos tangentes y sin pendiente.
- A toda curva con radio menor a 2,500m se aplicará sobreelevación.

La unión de las tangentes se realiza a través de una curva

de transición a la entrada, una curva circular y una curva de transición para la salida; en general las curvas de entrada y de salida son simétricas. Como curvas de transición se han elegido "clotoides", ya que su desarrollo permite un cambio gradual de las pendientes de sobreelevación, conservando ésta su valor máximo en toda la longitud de la curva circular, característica que proporciona mayor comodidad a los pasajeros, en la figura número 8 se indica la nomenclatura de los elementos de las curvas de transición y de la circular.

**S I M B O L O G I A .**

- PI • PUNTO DE INTERSECCION DE LAS TANGENTES.
- PA • MEDIDURA EN EL CC.
- TC • PUNTO DE PASE DE LA TANGENTE A LA CLOTURA.
- CC • PUNTO DE PASE DE LA CLOTURA A LA CURVA CIRCULAR.
- CT • PUNTO DE PASE DE LA CLOTURA A LA TANGENTE.
- TA • ANGULO TOTAL DE UNA CLOTURA CIRCULAR REAL.
- RA • BRASO DE LA CURVA CIRCULAR REAL.
- CA • ARCO DE LA CURVA CIRCULAR REAL.
- CA • ANGULO DE LA CURVA CIRCULAR REAL.
- TC • PUNTO DE PASE DE LA TANGENTE A LA CURVA CIRCULAR REAL.
- TC • DISTANCIA TOTAL (DISTANCIA DEL PI AL TC).
- TC • DISTANCIA DEL PUNTO CC.
- TC • DISTANCIA DEL PUNTO CT.
- TC • DISTANCIA DEL PUNTO TA.
- TC • DISTANCIA DEL PUNTO TA AL CC.
- TC • DISTANCIA NORMAL (DISTANCIA DEL TC AL CC).
- TC • DISTANCIA NORMAL A LA CURVA CIRCULAR REAL DEL CC.
- TC • DISTANCIA NORMAL A LA CURVA CIRCULAR REAL.
- TC • LONGITUD DE LA CLOTURA CIRCULAR REAL.
- TC • LONGITUD DE LA CURVA CIRCULAR REAL.



U N A M
FACULTAD DE INGENIERIA
ELEMENTOS PRINCIPALES DE UNA CURVA CIRCULAR CON CLOTURAS
FIGURA NUMERO 8
TESIS PROFESIONAL
EDUARDO ALVAREZ JUAREZ

## IV.2 CALCULO DE CURVAS CLOTOIDES.

Se inicia el cálculo de las clotoides a partir de la consideración de que la pendiente máxima de enlace ( $S_m$ ) durante el desarrollo de la curva no debe ser mayor de 4mm/m, ya que en otra forma se producen molestias a los usuarios y torsión en el equipo rodante, se expresa como:

$$S_m = \frac{180}{V} \dots\dots\dots (1)$$

Donde  $V$  es la velocidad máxima permitida, a su vez  $V$  queda definida por la expresión:

$$V = 5.13 \sqrt{R_n} \dots\dots\dots (2)$$

En la que  $R_n$  es el radio nominal; el valor obtenido para  $V$  es "redondeado" a su valor inmediato inferior en múltiplos de cinco. Veámos un ejemplo:

Para  $R_n = 200m$ .

$$V = 5.13\sqrt{200} = 72.549$$

Para proseguir el cálculo se considera:

$$V = 70 \text{ km/h.}$$

El valor de la fórmula (2) se limita a radios inferiores a 250m , para valores iguales o mayores se considera una velocidad máxima de 80 km/h.

Cuando ya se ha determinado la velocidad se calcula la sobreelevación teórica (HT) mediante la ecuación:

$$HT = \frac{11.8V^2}{Rn} \dots\dots\dots (3)$$

A este valor se le restan 30mm para encontrar la sobreelevación práctica calculada (Hrc), cantidad que se redondea al valor inmediato superior o inferior en múltiplos de cinco; a este valor se le llama sobreelevación práctica (Hr) cuyo valor no podrá ser mayor de 160mm.

## Ejemplos:

1).- Para  $R_n = 200m$ .

$$V = 5.13 \sqrt{200} = 72.549$$

Se considera  $V = 70km/h$

$$HT = \frac{11.8(70)^2}{200} = 289.10$$

$$Hrc = 289.10 - 30 = 259.10$$

$$Hr = 160mm.$$

2).- Para  $R_n = 800m$        $V = 80 km/h$

$$HT = \frac{11.8(80)^2}{800} = 94.40$$

$$Hrc = 94.40 - 30 = 64.4$$

$$Hr = 65mm$$

Una vez conocida la sobreelevación práctica ( $Hr$ ) y la pendiente máxima de enlace ( $Sm$ ), se calcula la longitud teórica de

la clotoide según la relación:

$$Ltc = \frac{Hr}{Sm} \dots\dots\dots (4)$$

Los valores faltantes de la curva se pueden obtener de valores tabulados, que dan facilidad y rapidez al cálculo; el argumento para entrar a las tablas se llama  $\xi$  y se obtiene de:

$$\xi = \frac{Ltc}{Rn} \dots\dots\dots (5)$$

A continuación se desarrolla el cálculo completo de una curva.

$$\text{Radio Nominal } Rn = 225.00m$$

$$\Delta = 23^{\circ}26'06''$$

$$PI = 10 + 700.051$$

- Velocidad Máxima:

$$V = 5.13\sqrt{225} = 76.95; \quad V = 75 \text{ km/h}$$

$$\text{- Sobreelevación teórica HT} = \frac{11.8(75)^2}{225} 295$$

- Sobreelevación práctica calculada: Hrc = 295 - 30

$$Hrc = 265.$$

- Sobreelevación práctica:  $H_r = 160\text{mm}$

- Pendiente máxima de enlace:  $S_m = \frac{180}{V} = \frac{180}{75}$   
 $S_m = 2.40 \text{ mm/m.}$

- Longitud teórica de la clotoide:  $L_{tc} = \frac{H_r}{S_m}$

$$L_{tc} = \frac{160}{2.4} = 66.666667$$

-  $s = \frac{L_{tc}}{R_n} = \frac{66.666667}{225} = 0.296296$

- De las tablas de clotoides tomamos los siguientes valores:

$\lambda = 0.003673$	$x_m = 0.272300$
$\tau = 8^\circ 30' 33''$	$r = 1.834862$
$\rho = 0.545000$	$s = 0.544466$
$x = 0.543799$	$W = 2^\circ 50' 09''$
$y = 0.026937$	

- Ordenada del punto "B"  $E = \lambda R_n$

$$E = 0.003673 (225) = 0.826\text{m}$$

- Radio de la curva circular real:  $R_c = R_n - E$

$$R_c = 225 - 0.826 = 224.1736$$



- Parámetro "A"  $A = \frac{Rc}{r} = \frac{224.1736}{1.834862} = 122.17462$

- Longitud real de la clotoide:  $LcI = \rho A$   
 $LcI = 0.545000 \times 122.174624 = 66.58517$

- Coordenadas del CC

$$Xc = xA = 0.543799 \times 122.174624 = 66.438438$$

$$Yc = yA = 0.026937 \times 122.174624 = 3.291018$$

$$CC \quad (66.438, 3.291)$$

- Abscisa del punto "B"

$$Xm = xmA = 0.272300 \times 122.174624 = 33.26815$$

- Cuerda larga  $S = sA = 0.544466 \times 122.174624$   
 $S = 66.520$

- Distancia del punto "A" a  $Xc$ :

$$U = \frac{Yc}{\tan \tau} = \frac{3.291018}{0.149615} = 21.996642; \quad U = 21.997m$$

- Distancia del punto "A" al CC:

$$H = \frac{Yc}{\text{Sen}} = \frac{3.291018}{0.147968} = 22.24147; \quad H = 22.241m$$

### Cálculo de la Curva Circular Real.

-  $\Delta c = \Delta - 2\tau = 23^\circ 26' 06'' - 17^\circ 01' 06''$   
 $\Delta c = 6^\circ 25' 00''$

- Longitud:  $Lc = \Delta c Rc \frac{\pi}{180} =$

$$6.416667 \times 224.1736 \frac{\pi}{180} = 25.106m$$

$$\text{- Subtangente: } St = Rc \frac{\tan \Delta c}{2} = 224.1736 \times 0.05605$$

$$St = 12.566m$$

$$\text{- Cuerda larga; } c = 2Rc \operatorname{Sen} \frac{\Delta c}{2}$$

$$c = 2 \times 224.1736 \times 0.055967 = 25.093m$$

$$\text{- Grado de curvatura: } Gc = \frac{20}{Rc} \frac{180}{\pi}$$

$$Gc = 0.089217 \times 57.29578 = 5.111733 = 5^{\circ}06'42''$$

$$\text{- Deflexión por metro : } D/m = 1.5 Gc =$$

$$= 1.5 \times 5.111733; D/m = 7^{\circ}40'03''/m$$

$$\text{- Subtangente total: } Tc = Rn \tan \frac{\Delta}{2} + Xm$$

$$Tc = 225 \times 0.207409 + 33.268 = 79.934934$$

$$Tc = 79.935m$$

Cadenamiento de los puntos principales:

P I	10 + 700.051
- Tc	79.935
T C	10 + 620.116
+ Lc1	66.585
C C	10 + 686.701
+ Lc	25.106
C C	10 + 711.807
+ Lc1	66.585
CT	10 + 778.392

Cálculo de las coordenadas de la clotoide:

$$Lc1 = A\rho \quad \rho = \frac{Lc1}{A}$$

El valor de  $\rho$  se divide entre diez:

$$\frac{0.545}{10} = 0.054 = \rho'$$

$\rho'$  es el argumento para encontrar en las tablas de clotoide los valores de las coordenadas. De no encontrarse el valor exacto de  $\rho'$  se tomará el inmediato superior.

$$\text{Para } \rho' = 0.054: \quad x' = 0.054; \quad y' = 0.000026$$

Los valores de  $x'$  e  $y'$  se multiplican por "A", en este caso  $A = 122.174624$ , y obtendremos la longitud y coordenadas del primer segmento de la curva.

$$\begin{aligned} Lc1' &= \rho' A = 0.054 \quad \times 122.174624 = 6.597 \\ x'c &= x' A = 0.054 \quad \times 122.174624 = 6.597 \\ y'c &= y' A = 0.000026 \times 122.174624 = 0.003 \end{aligned}$$

Para encontrar los valores correspondiente al segundo segmento se multiplican por 2 a  $\rho'$  y así sucesivamente hasta completar el desarrollo de la curva.

L	x	y
6.597	6.597	0.003
13.195	13.195	0.026
19.792	19.792	0.087
26.390	26.388	0.205
32.987	32.983	0.401
39.585	39.574	0.692
46.182	46.158	1.099
52.779	52.734	1.641
59.377	59.294	2.335
65.974	65.834	3.201
66.585	66.438	3.291

Es conveniente comprobar la ubicación de algunos de los puntos importantes de la curva, por ejemplo si los CC se localizan desde el TC y CT con el ángulo  $W$  y la longitud de la cuerda larga de la clotoide, se verifican por medio de  $X_c$  e  $Y_c$  para ambas clotoides, cuando ya se tiene la seguridad de la posición correcta de esos puntos, el trazo de la parte correspondiente a la curva circular se confirma a través de la medida de las subtangentes y el  $\Delta_c$ , el ángulo  $\tau$  y la distancia  $H$ .

El plano No. 5 es un ejemplo de la elaboración de un plano de trazo.

evitar que un convoy estacionado tenga que aplicar los frenos.

- En zona de aparatos para cambio de vfa no debe tenerse curva vertical.
- El radio de curvatura mínimo, admisible es de 1250m
- Entre dos curvas verticales sucesivas debe existir una tangente de por lo menos 16m .

Hasta donde sea posible el perfil de la rasante debe ape-  
garse al del terreno original, para evitar exceso de excavación,  
sin embargo, influyen además de las restricciones mencionadas,  
el tipo de estación en los extremos de cada tramo, ya que una -  
estación de transbordo tiene características diferentes de una  
de paso; en ocasiones es necesario conservar las instalaciones  
municipales, ello obliga a adaptar el proyecto de perfil a ele-  
vaciones determinadas, también se debe prever la comunicación -



#### IV.3 PROYECTO DE PERFIL.

Tan importante como el proyecto de trazo lo es el de perfil, ambos están estrechamente relacionados y se desarrollan simultáneamente. En la elaboración de este proyecto también es necesario considerar las interferencias que representan las instalaciones municipales ya mencionadas en capítulos anteriores.

Según sea la solución estructural adoptada: elevada, superficial, subterránea poco profunda o en túnel, representan mayores obstáculos las instalaciones aéreas o subterráneas, y habrá que resolver respetando las limitaciones impuestas por el equipo rodante tales como:

- La pendiente máxima permitida para equipo con llantas neumáticas no debe ser mayor de 4.0%.
- En estaciones la pendiente debe ser nula con objeto de



evitar que un convoy estacionado tenga que aplicar los frenos.

- En zona de aparatos para cambio de vfa no debe tenerse curva vertical.
- El radio de curvatura mínimo admisible es de 1250m
- Entre dos curvas verticales sucesivas debe existir una tangente de por lo menos 16m .

Hasta donde sea posible el perfil de la rasante debe ape-  
garse al del terreno original, para evitar exceso de excavación,  
sin embargo, influyen además de las restricciones mencionadas,  
el tipo de estación en los extremos de cada tramo, ya que una -  
estación de transbordo tiene características diferentes de una  
de paso; en ocasiones es necesario conservar las instalaciones  
municipales, ello obliga a adaptar el proyecto de perfil a ele-  
vaciones determinadas, también se debe prever la comunicación -

entre estaciones y líneas existentes y futuras.

Para conocer el perfil del eje de trazo se tomaron las elevaciones de puntos a cada 20 m y además de todos aquellos necesarios para poder representar con todo detalle el terreno natural. Todas las elevaciones se apoyan en la red de bancos de trabajo ubicada para cada línea.

La información recabada se calcula y posteriormente se grafica en planos dibujados en escalas 1:500 horizontal y 1:50 vertical.

Los datos que se incluyen en los planos varían en contenido según la solución estructural, ya que, por ejemplo, en tramos subterráneos hay que indicar rejillas de ventilación, localización de colectores existentes o de proyecto, salidas de emergencia; mientras que en estructuras elevadas predominan las instalaciones aéreas y las elevaciones de calles y avenidas coincidentes o que cruzan la trayectoria de la línea.

A continuación se presentan el cálculo de una curva vertical y los planos 6 y 7 del proyecto ejecutivo de perfil.

- Cálculo del P I V .

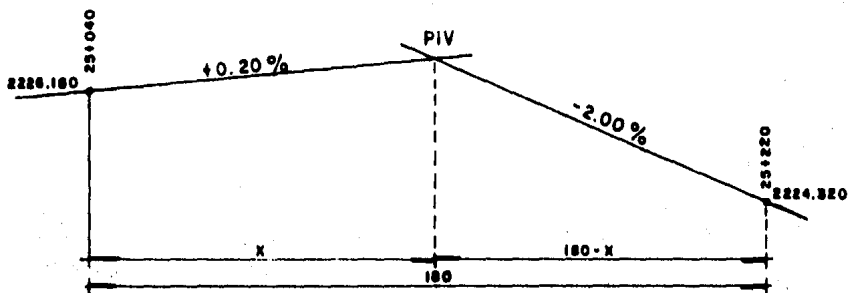


Figura no. 9

Determinación del valor de X:

$$\begin{aligned}
 2226.180 + 0.002X &= 2224.320 + 0.02(180 - X) \\
 2226.180 - 2224.320 - 3.600 &= 0.002X - 0.020X \\
 -1.740 &= -0.022X \\
 X &= 79.091
 \end{aligned}$$

Cadenamiento del PIV:

$$\begin{aligned}
 \text{PIV} &= 25 + 040 + 79.091 \\
 \text{PIV} &= 25 + 119.091
 \end{aligned}$$

Elevación del PIV:

$$2226.180 + 0.002 (79.091) = 2226.338$$

Comprobación:

$$2224.320 + (180 - 79.091) 0.02 = 2226.338$$

Cálculo de la curva vertical:

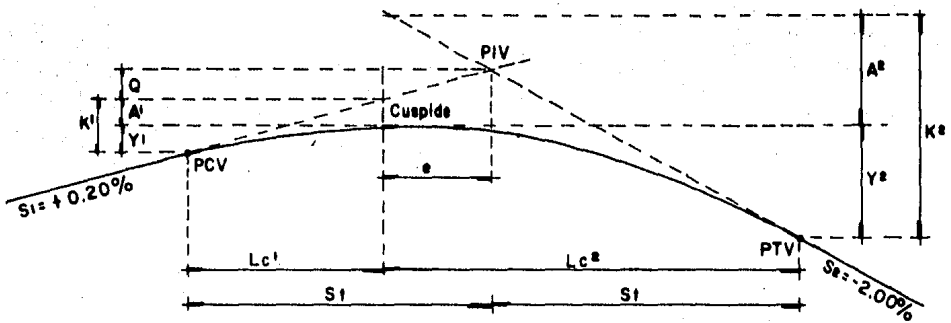


Figura no. 10

De la figura No. 10 tenemos:

- PIV Punto de intersección de las tangentes verticales de entrada y salida.
- PCV Punto de tangencia de la tangente de entrada y la curva vertical.

- PTV Punto de tangencia de la curva vertical y la tangente de salida.
- C Cúspide.
- e Distancia horizontal entre el PIV y la cúspide.
- Lc1 Distancia horizontal entre el PIV y la cúspide.
- Lc2 Distancia horizontal entre la cúspide y el PTV.
- St Subtangente.
- S1 Pendiente de la tangente de entrada.
- S2 Pendiente de la tangente de salida.
- Q Distancia vertical del PIV al punto de intersección de la tangente de entrada con la prolongación de la vertical de la cúspide.
- A1, A2 Distancia vertical de C al punto de intersección de la vertical de la cúspide con las tangentes de entrada y salida respectivamente.
- y1 Distancia vertical del PCV a la cúspide.
- y2 Distancia vertical de la cúspide al PTV.

$$y = \frac{x^2}{2R} \dots\dots\dots(6)$$

$$e = \frac{R}{2} (S1 + S2) \dots\dots\dots (7)$$

$$Lc1 = R S1 \dots\dots\dots (8)$$

$$Lc2 = R S2 \dots\dots\dots (9)$$

$$St = \frac{Lc1 - Lc2}{2} \dots\dots\dots (10)$$

Si S1 y S2 tienen el mismo signo.

$$St = \frac{Lc1 + Lc2}{2} \dots\dots\dots (11)$$

Si S1 tiene signo diferente de S2.

Para un radio de curvatura de 2,500m tenemos:

$$Lc1 = 2500 \times 0.002 = 5.000$$

$$Lc2 = 2500 \times 0.020 = 50.000$$

$$e = \frac{2500}{2} \times (0.002 - 0.020) = -22.500$$

$$St = \frac{5.000 + 50.000}{2} = 27.500$$

Cálculo de las elevaciones de los puntos principales:

$$Y1 = St \cdot S1 \dots\dots\dots (12)$$

$$Y1 = 27.500 \times 0.002 = 0.055$$

$$Y2 = St \cdot S2 \dots\dots\dots (13)$$

$$Y2 = 27.500 \times 0.020 = 0.550$$

$$y1 = \frac{(Lc1)^2}{2R} \dots\dots\dots (14)$$

$$y1 = \frac{5^2}{2 \times 2500} = 0.005$$

$$y2 = \frac{(Lc2)^2}{2R} \dots\dots\dots (15)$$

$$y2 = \frac{50^2}{2 \times 2500} = 0.500$$

$$Q = e \cdot S1 \dots\dots\dots (16)$$

$$Q = 22.500 \times 0.002 = 0.045$$

$$K1 = Lc1 \cdot S1 \dots\dots\dots (17)$$

$$K1 = 5.000 \times 0.002 = 1.000$$

$$K2 = Lc2 \cdot S2 \dots\dots\dots (18)$$

$$K2 = 50.000 \times 0.020 = 1.000$$

$$A1 = K1 - y1 \dots\dots\dots (19)$$

$$A1 = 0.010 - 0.005 = 0.005$$

$$A2 = K2 - y2 \dots\dots\dots (20)$$

$$A2 = 1.000 - 0.500 = 0.500$$

Cúspide:

$$\begin{aligned} PIV - e &= 25 + 119.091 - 22.500 = 25 + 096.591 \\ 2226.338 - 0.045 - 0.005 &= 2226.288 \end{aligned}$$

PCV:

$$\begin{aligned} PIV - St &= 25 + 119.091 - 27.500 = 25 + 091.591 \\ 2226.338 - 0.045 - 0.010 &= 2226.283 \end{aligned}$$

PTV:

$$\begin{aligned} PIV + St &= 25 + 119.091 + 27.500 = 25 + 146.591 \\ 2226.338 - 0.550 &= 2225.788 \end{aligned}$$



## Cálculo de las elevaciones a cada cinco metros.

PTO. CADENAM.	X	X <sup>2</sup>	$\frac{X^2}{2R}$	ELEV
PCV 25 + 091.591				2226.283
25 + 095.000	1.591	2.531	0.001	2226.287
CUS 25 + 096.591				2226.288
25 + 100.000	3.409	11.621	0.002	2226.286
25 + 105.000	8.409	70.711	0.014	2226.275
25 + 110.000	13.409	179.801	0.036	2226.253
25 + 115.000	18.409	338.891	0.068	2226.221
25 + 120.000	23.409	547.981	0.110	2226.179
25 + 125.000	28.409	807.071	0.161	2226.128
25 + 130.000	33.409	1116.161	0.223	2226.066
25 + 135.000	38.409	1475.251	0.295	2225.994
25 + 140.000	43.409	1884.341	0.377	2225.912
25 + 145.000	48.409	2343.431	0.469	2225.829
PTV 25 + 146.591	50.000	2500.000	0.500	2225.788





# CAPITULO V

## V. CONTROL TOPOGRAFICO.

### V.1 CONTROL PLANIMETRICO.

Para garantizar que el eje de trazo está libre de errores que rebasen la tolerancia establecida, se cierran polígonos, parte de ellos incluyen al eje. Las poligonales comprenden tramos de aproximadamente 1 km. y la precisión mínima aceptada para el cierre es de 1:10,000. El plano número 8 ilustra esta forma de control.

Como durante la obra es necesario saber si ésta se apega a las indicaciones del proyecto se restituye el eje de trazo, apoyándose en las referencias que para tal efecto se ubicaron oportunamente y que ya fueron descritas en el Capítulo IV, una vez que han sido reubicados los puntos principales se miden ángulos y distancias, que comparados con los valores originales deben cumplir con la precisión exigida de 1:10,000.



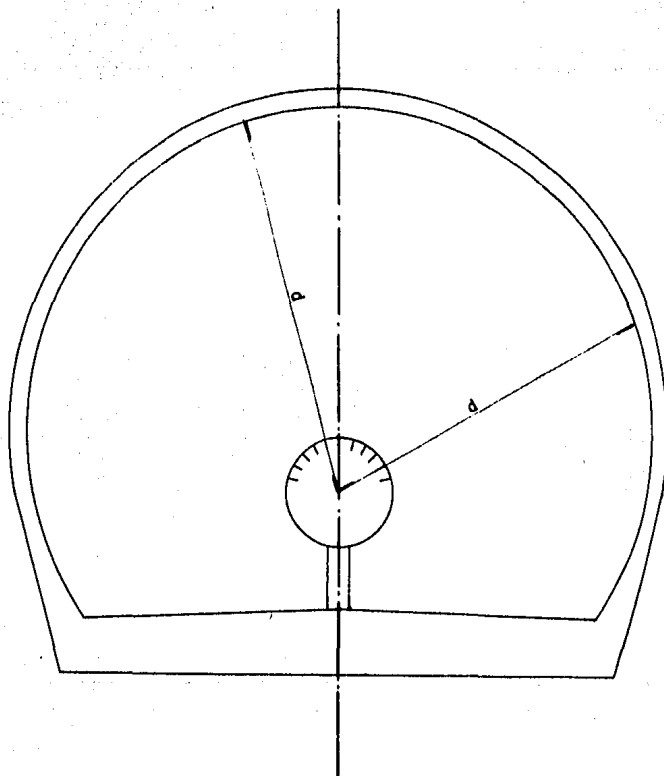


Figura no. 12

Cuando ya se ha comprobado la exactitud del trazo repuesto, a partir de éste se miden los gálibos (distancias horizontal y vertical entre las paredes de la estructura) a cada 20m. y en cada cambio de sección, en la estructura del "cajón" poco profundo son medidos a 1.80m. a partir de la losa de piso, que en este caso es la subrasante. (Ver Fig. No. 11).

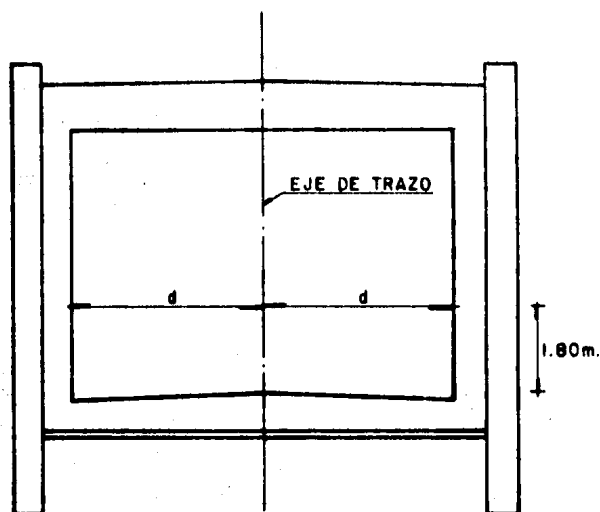


Figura no. 11

Como los gálibos son determinados en el proyecto con poca holgura, ya que el exceso en las dimensiones de la estructura ocasionaría exceso de excavación y por tanto encarecimiento no



justificado de la obra, la medición de ellos debe ser cuidadosa y precisa, proporcionando información confiable para decidir, en caso de ser inevitable, la modificación de la posición del eje o hacer los recortes necesarios en la estructura.

En los túneles se presentan dos casos: si el método de excavación es el tradicional se levantan secciones antes del recubrimiento de concreto y con ellas se determinan los sitios - que requieren ajuste, y posteriormente se miden secciones cuando ya se ha terminado el colado del recubrimiento definitivo. Si la excavación del túnel se hace por medio de un "escudo", el control prácticamente se limita al guiado en el avance de la maquinaria, ya que las dovelas que sirven de ademe a la excavación constituyen el recubrimiento definitivo. En cualquiera de los casos las secciones son medidas tomando distancias a cada - 15° como se muestra en la figura No. 12.

El control de la dirección del túnel es especialmente importante, ya que las características del proyecto geométrico no permiten desviaciones en el eje de trazo mayores a 15 cm, pues como ya se mencionó las dimensiones de la estructura son las estrictamente necesarias, con objeto de no aumentar los costos de la construcción. El cierre de polígonos que incluyen al trazo, mencionados al inicio de este capítulo, es un método del cual se han obtenido excelentes resultados ya que reducen al mínimo la posibilidad de errores del trabajo que se realiza en superficie y que posteriormente sirve de apoyo y comprobación al que se desarrolla en el túnel.

Para llevar el trazo de la superficie al túnel se aprovechan las lumbreras, en general es posible ubicar directamente puntos del eje desde el borde de la lumbrera hasta el piso del túnel, Ver Figura No. 13.

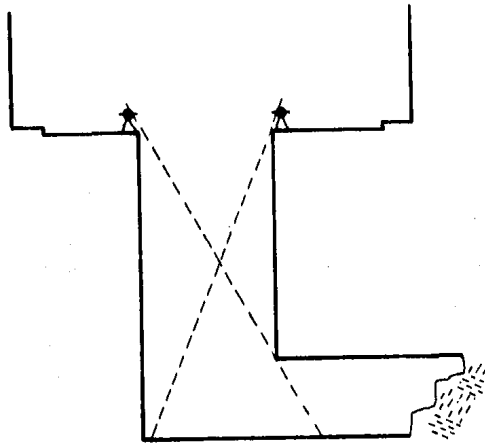


Figura no. 13

Cuando no se tiene esta oportunidad se habilitan plataformas y se emplea la plomada óptica para bajar el trazo como se ilustra en la Figura No. 14.

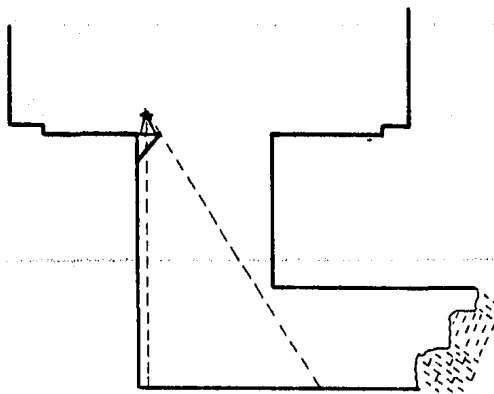


Figura no. 14

Cuando ya se tiene tramo excavado de aproximadamente 100m. se efectúa una orientación giroscópica del eje de trazo, primero en la superficie y luego en el trazo bajado al túnel, corrigiendo en éste su dirección hasta igualarla con el valor obtenido en la superficie. La corrección se hace al trazo del túnel puesto que el superficial ya ha sido verificado por medio de los polígonos de comprobación, mientras que las dificultades para bajar el trazo al túnel disminuyen su precisión. También se aprovechan los pozos del sistema contra incendio para verificar la correcta posición del eje de trazo, para ello se emplea la plomada óptica, como se indica en la Figura No. 15.

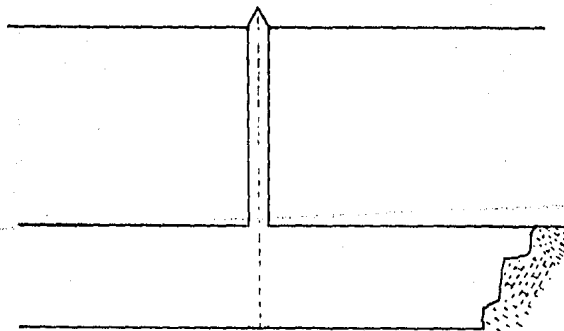


Figura no. 15

Una vez que se comprueba la correspondencia entre el trazo de la superficie y el del túnel se procede a colocar clavos de acero en los puntos principales del mismo, los cuales servirán para el control subsecuente y también para los trabajos necesarios para la implantación de las vías.

## V.2 CONTROL ALTIMETRICO.

La ciudad de México se asienta actualmente en tres tipos de suelo, definidos por las zonas de lago, transición y lomas. El comportamiento de cada uno de estos terrenos, en cuanto a su posición con respecto a un plano de comparación, es diferente, llegando a tener en el caso extremo hasta 30cm. de hundimiento en el curso de un año en la parte oriente de la capital; y prácticamente ningún hundimiento en lugares como Cd. Universitaria. Las líneas del metropolitano, que recorren gran parte de nuestra extensa ciudad, pasan por las tres zonas mencionadas, como puede apreciarse en la Figura No. 16, y los bancos de nivel necesarios para el proyecto y construcción reflejan los hundimientos correspondientes a cada zona, el problema se agrava cuando entre el desarrollo del proyecto y la ejecución de la obra transcurre algún tiempo considerable. Se hace entonces necesario conocer en forma precisa las variaciones que en

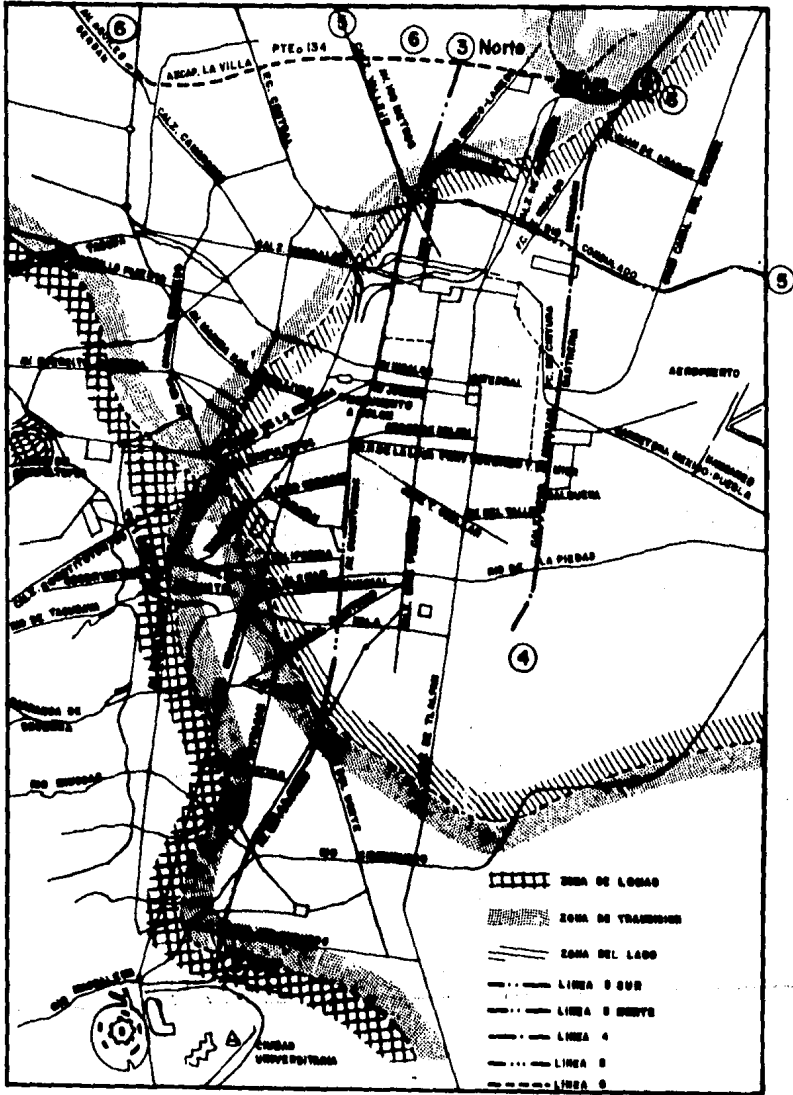


Figura no. 16

elevación tenga cada uno de los bancos de nivel. Para ello periódicamente se corren nivelaciones, siempre cerrando circuitos, partiendo del banco de nivel de Atzacualco, cuya descripción y características se encuentran en el inicio del Capítulo III, - los primeros circuitos se cierran con los bancos de nivel profundos, que se encuentran distribuidos en la ciudad en lugares como Tlatelolco, Glorieta Peralvillo, Parque de las Américas - (frente al Centro Médico Nacional), Plaza de la Ciudadela y en la Av. Jesús Galindo y Villa, ellos a su vez sirven para conocer las variaciones en las elevaciones de los bancos de trabajo, que se encuentran espaciados aproximadamente a cada 500m, en las cercanías de las líneas del Metropolitano. La tolerancia fijada para estas nivelaciones es de  $1 \text{ cm } \sqrt{k}$ , siendo k el número de kilómetros del circuito. El error de cierre se compensa en función de la longitud recorrida en la nivelación.

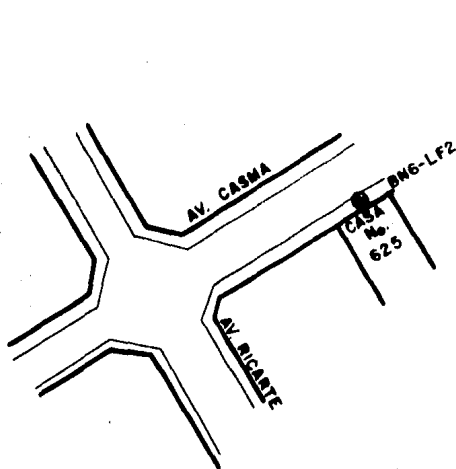
Debido a las diferentes magnitudes de hundimiento del terreno se ha establecido que mientras la diferencia de nivel en-



tre bancos cercanos no sea mayor de  $\pm 2$  cm con respecto a los valores originales, se mantendrán sin cambio sus elevaciones. Cuando se supera la tolerancia de 2 cm se tienen dos alternativas: la primera es corregir el valor de la elevación original - susbituyéndolo por el valor real, determinado a partir del banco de nivel próximo; la segunda es anular el banco reemplazandolo - por otro que se ubica entre 50 y 100 m y cuya elevación también es determinada y comprobada con los bancos más cercano. La figura No. 17 es la forma de registro de movimiento de bancos.

Cuando la obra civil se termina se ubican bancos de nivel en el interior de la estructura, su elevación es establecida desde los bancos superficiales, a partir de entonces todos los trabajos de nivelación se inician en esos bancos, ya que tendrán los mismos hundimientos que la estructura.

El proceso de control topográfico continúa con la obtención del perfil de la losa de piso, que es la subrasante y del lecho inferior de la losa superior, intradós, tomando puntos a



NIVELADOR	BANCO DE PARTIDA			FECHA DE NIVELACION	ELEVACION OBTENIDA	OBSERVACIONES	MODIFICACIONES
	No	FECHA	ELEVACION				
	BNP-ATZ	22-VII-83	2245.008	24-VII-1983	2232.969	L1B CB-86A	
				12-MAR-1985	2232.916	CBLG - OTE1	
				25-MAR-1985	2232.902	CBLG - OTE1	
				12-ABRIL-1985	2232.900	CBLG - OTE2	
				8-MAYO-1985	2232.901	CBLG - OTE2	
				7-MAYO-1985	2232.898	CBLG - OTE2	
				26-JUNIO-1985	2232.907	CBLG - OTE3	
				6-SEP-1985	2232.885	CBLG - X	
				4-OCT-1985	2232.886	CBLG - X	

## NOTAS:

- 1.- EL ORIGEN DE COTAS B.N.P. ATZACOALCO  
ELEVACION 2245.008 M.S.N.M.
- 2.- LOCALIZACION: SOBRE CLAVO ACERADO  
AL PIE DEL POSTE METALICO  
Y FRENTE A LA CASA No. 625  
DE LA CALLE CASMA.

**REGISTRO DE MOVIMIENTOS  
DE BANCOS DE NIVEL**

FIGURA NUMERO 17

cada veinte metros y en los cambios de sección de la estructura.

En la figura no. 18 se indican los puntos nivelados.

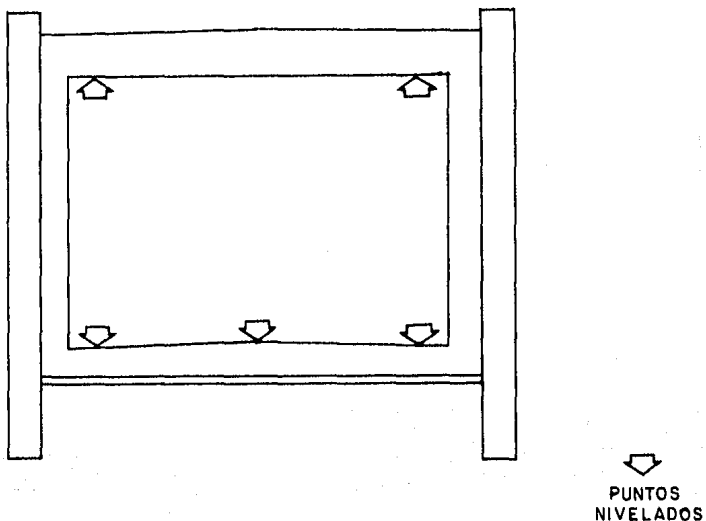
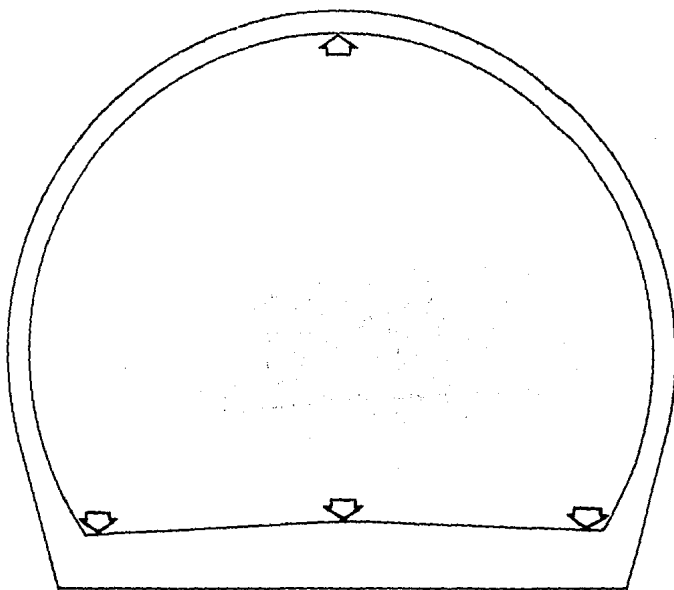


Figura no. 18

En el caso de los túneles se nivelan la subrasante y la clave, como se puede observar en la figura no. 19. En ambos casos con los valores obtenidos se revisa que el gálibo vertical cumpla con los requerimientos de proyecto.



↓  
PUNTOS  
NIVELADOS

**Figura no. 19**

Con los perfiles que resultan de la nivelación de los puntos mencionados se hacen las adecuaciones necesarias al proyecto inicial, ya que siempre existen diferencias entre éste y la construcción, y se determinan los proyectos definitivos de rasante y niveles de andenes en las estaciones.

# CAPITULO VI

## VI. COSTOS DE LOS TRABAJOS TOPOGRAFICOS.

Se presenta en este capítulo un breve estudio de los factores que intervienen en la determinación de los costos de los trabajos topográficos; aunque existen aranceles y precios unitarios, y que también pueden ser retribuidos en función de la cantidad de horas hombre necesarias para su desarrollo, es conveniente conocer un método general aplicable a cada uno de los conceptos de los trabajos de topografía. Se mencionan solamente los costos directos e indirectos sin tomar en cuenta utilidad alguna.

En Ingeniería Topográfica, al igual que en cualquier actividad humana, para obtener los mejores resultados: de calidad, tiempo y economía, es indispensable la planeación detallada de cada función por desarrollar, lo que permite determinar con certeza calendarios de trabajo que deben cumplirse puntualmente, - ya que en general la información topográfica es necesaria para

el inicio de los proyectos definitivos y el no contar oportunamente con ella significa la demora para otras disciplinas y - por tanto aumento de costos de proyecto y obra.

En la programación de actividades se deberá tomar en cuenta que los rendimientos del personal de las brigadas está íntimamente relacionado al clima, a la irregularidad del terreno, a la cantidad de vegetación y a la facilidad de transporte en la zona de trabajo, por lo que la estimación de rendimiento deberá ser analizada para cada caso.

En la figura no. 20 se presentan los rendimientos relativos para la República Mexicana tomando como base de comparación la zona uno.

Los gastos de viaje, alimentación y hospedaje varían para diferentes regiones de la República y deberán sumarse al costo directo de los trabajos. Los gastos adicionales tales como fo

**RENDIMIENTOS RELATIVOS DE OBRA DE MANO EN LA REPUBLICA MEXICANA**

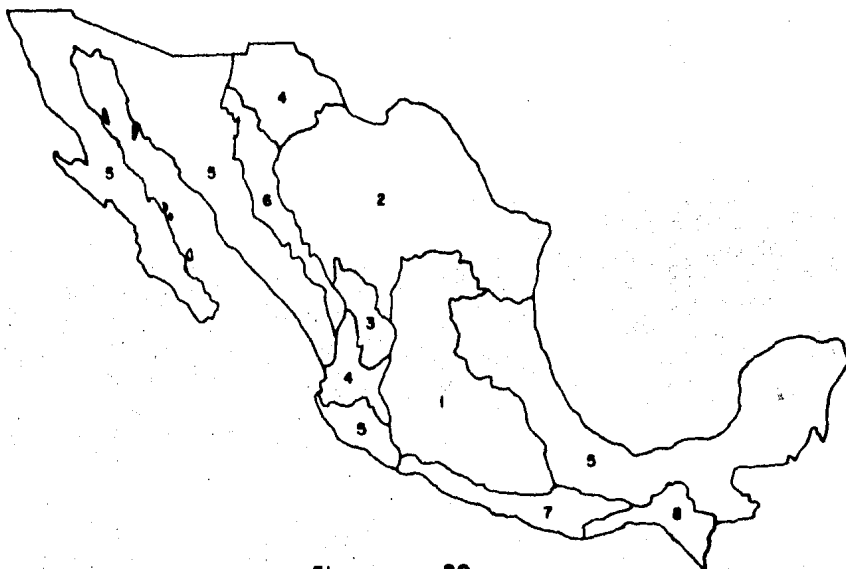


Figura no. 20

ZONA	RENDIMIENTO
1	1.00
2	1.10
3	0.95
4	0.90
5	0.80
6	0.78
7	0.75
8	0.70



tografías y elaboración de láminas para presentación se cobrarán por separado, previo acuerdo con quien solicite el trabajo.

Los gastos de oficina: renta, energía eléctrica, teléfono, material y equipo de dibujo, calculadoras, escritorios, etc., y los sueldos de secretaria, contador y personal de limpieza - y mantenimiento deberán cargarse proporcionalmente en forma de costo indirecto.

## VI.1 JORNADAS DE TRABAJO Y CALCULO DE HORAS HOMBRE TRABAJADAS AL AÑO.

Considerando un periodo de ocho horas diarias de trabajo de lunes a viernes, y de cinco horas los sábados, tenemos un total de 45 horas por semana.

Días que no se trabajan durante el año:

a).- Domingos: cincuenta y dos.

b).- De acuerdo con la Ley Federal de Trabajo:

10. de enero

5 de febrero

21 de marzo

10. de mayo

16 de septiembre

20 de noviembre

10. de diciembre (cada seis años 0.2 días).

25 de diciembre.

c).- Por costumbre en nuestro medio:

viernes santo

sábado santo

3 de mayo

2 de noviembre

12 de diciembre

d).- Días que por enfermedad no labora el trabajador: tres.

e).- Días que por otras razones justificadas no se laboran: tres.

f).- Vacaciones (promedio): diez.

Total de días no laborados: 80.2

Total de días laborados: 284.8

Días que se pagan a los trabajadores:

a).- Días del año: 365.0

b).- Aguinaldo: 15.0

c).- Prima vacacional  $10 \times 0.25$ : 2.5

Total de días pagados: 382.5

$$\frac{\text{Días pagados al año}}{\text{Días laborados al año}} = \frac{382.5}{284.8} = 1.343$$

Que significa que el costo de cada día laborado se incrementa el 34.3%.

Horas hombre trabajadas al año:

$$(284.8 - 52) \times 8 = 1862.4.$$

sábados:  $52 \times 5 = 260$  horas.

Total de horas hombre laboradas al año: 2122,4,

## VI.2 CALCULO DE SALARIOS REALES.

A los sueldos nominales se deben incrementar los costos por impuestos y prestaciones para obtener los salarios pagados realmente:

CONCEPTO	%
a).- IMSS	10.00
b).- INFONAVIT	5.00
c).- Educación	1.00
d).- Aguinaldo	4.11
e).- Prima Vacacional (Prom.)	<u>2.74</u>
	22.85

Lo que indica que para conocer los salarios pagados realmente al sueldo nominal se le debe multiplicar por 1.2285.

### VI.3 EVALUACION DE COSTO DEL EQUIPO.

Para el cálculo del costo horario del equipo empleado en los trabajos de topografía de campo, se han considerado precios de adquisición vigentes durante el primer semestre de 1985. Es claro que debido a la inestabilidad económica que actualmente vivimos es necesario actualizar frecuentemente el valor del equipo y dar a éste el mantenimiento adecuado que permita prolongar su vida útil y conservar sus características de precisión originales.

En las siguientes páginas se obtiene el costo por hora de trabajo, considerando conceptos como la depreciación, el interés del capital necesario para su compra, el costo de primas de seguros y el mantenimiento.

EQUIPO: Camioneta "Pick-up".

Valor de adquisición:	\$3'800,000.00
Equipo adicional (caseta)	300,000.00
Valor inicial	4'100,100.00
Valor de rescate (VR) 20%	820,000.00
Valor de llantas \$24,000.00 c/u	
Tasa de interés (i) 54.5%	
Prima de seguro (s) 5.0%	
Horas por año (HA) 2122	
Vida económica (VE) 8 años	
Factor de mantenimiento (Q) 0.40	
Coefficiente de almacenaje (K) 0.02	

Cargos Fijos:

$$a) \text{ Depreciación } D = \frac{VA - VR}{VE \times HA} = \frac{4'100,000 - 820,000}{8 \times 2122} = 193.21$$

$$b) \text{ Inversión } I = \frac{VA + VR}{2HA} \cdot i = \frac{4'100,000 + 820,000}{2 \times 2122} \times 0.545 = 631.81$$

$$c) \text{ Seguro } S = \frac{VA + VR}{2HA} \cdot s = \frac{4'100,000 + 820,000}{2 \times 2122} \times 0.050 = 57.96$$

$$d) \text{ Mantenimiento } M = Q \cdot D = 0.40 \times 193.21 = 77.28$$

$$\text{SUMA DE CARGOS FIJOS POR HORA} = 960.26$$

## Consumos:

$$\text{a) Combustible: Rendimiento } 4 \text{ km/lt } \frac{\$55}{4} = \$ 13.75$$

$$\text{Recorrido diario } 80 \text{ km. } 80 \times 13.75 = \$ 1,100.00$$

$$\frac{1,100}{8} = \$ 137.50$$

$$\text{b) Llantas LL} = \frac{\text{VLL (VALOR DE ADQUISICION)}}{\text{HV VIDA UTIL}}$$

$$= \frac{24,000 \times 4}{2122} = \$ 45.24$$

$$\text{SUMA DE CONSUMOS POR HORA} = \$ 182.74$$

$$\underline{\text{COSTO DIRECTO HORA/MAQUINA (SIN OPERACION)}} = \$ 1,143.00$$



EQUIPO: Teodolito (Lectura directa de 1")

Valor de adquisición	(VA)	2'188,105.00
Valor de rescate	(VR) 30.0%	656,431.00
Tasa de interés	(i) 54.5%	
Prima de seguro	(s) 5.0%	
Vida económica	(VE) 10 años	
Horas por año	(HA) 2122	
Factor de mantenimiento	(Q) 0.30	
Coeficiente de almacenaje	(K) 0.02	

Cargos Fijos:

$$a) \text{ Depreciación } D = \frac{VA - VR}{VE \times HA} = \frac{2'188,105 - 656,431}{2122 \times 10} = \$ 72.18$$

$$b) \text{ Inversión } I = \frac{VA + VR}{2HA} = \frac{2'188,105 + 656,431}{2 \times 2122} \times 0.545 = 365.29$$

$$c) \text{ Seguros } S = \frac{VA + VR}{2HA} \times s = \frac{2'188,105 + 656,431}{2 \times 2122} \times 0.05 = 33.51$$

$$d) \text{ Almacenaje } A = K D = 0.02 \times 72.18 = 1.44$$

$$e) \text{ Mantenimiento } M = Q D = 0.30 \times 72.18 = 21.65$$

$$\underline{\text{COSTO DIRECTO POR HORA (SIN OPERACION)}} = \$ 494.07$$

EQUIPO: Nivel NA-2 (Wild) o similar.

Valor de adquisición	(VA)	\$ 367,800.00
Valor de rescate	(VR) 30.0%	110,340.00
Tasa de interés	(i) 54.5%	
Prima de seguro	(s) 5.0%	
Vida Económica	(VE) 10 años	
Horas por Año	(HA) 2122	
Factor de mantenimiento	(Q) 0.30	
Coefficiente de almacenaje	(K) 0.02	

Cargos Fijos:

$$a) \text{ Depreciación } D = \frac{VA - VR}{VE \times HA} = \frac{367,800 - 110,340}{10 \times 2122} = \$ 12.13$$

$$b) \text{ Inversión } I = \frac{VA + VR}{2HA} i = \frac{367,800 + 110,340}{2 \times 2122} \times 0.545 = 61.40$$

$$c) \text{ Seguros } S = \frac{VA + VR}{2HA} s = \frac{367,800 + 110,340}{2 \times 2122} \times 0.05 = 5.63$$

$$d) \text{ Almacenaje } A = K D = 0.02 \times 12.13 = 0.24$$

$$e) \text{ Mantenimiento } M = Q D = 0.30 \times 12.13 = 3.64$$

$$\underline{\text{COSTO DIRECTO POR HORA (SIN OPERACION)}} = \$ 83.04$$

EQUIPO: Distanciómetro Electrónico (Wild DI4S).

Valor de adquisición	(VA)	\$ 3'150,000.00
Valor de rescate	(VR) 30.0%	945,000.00
Tasa de interés	(i) 54.5%	
Prima de seguro	(s) 5.0%	
Vida económica	(VE) 8 años	
Horas por año	(HA) 2122	
Factor de mantenimiento	(Q) 0.30	
Coefficiente de almacenaje	(K) 0.02	

Cargos Fijos:

$$a) \text{ Depreciación } D = \frac{VA - VR}{VE \times HA} = \frac{3'150,000 - 945,000}{8 \times 2122} = 129.89$$

$$b) \text{ Inversión } I = \frac{VA + VR}{2HA} i = \frac{3'150,000 + 945,000}{2 \times 2122} \times 0.545 = 525.87$$

$$c) \text{ Seguros } S = \frac{VA + VR}{2HA} s = \frac{3'150,000 + 945,000}{2 \times 2122} \times 0.05 = 48.24$$

$$d) \text{ Almacenaje } A = K D + 0.02 \times 129.89 = 2.60$$

$$e) \text{ Mantenimiento } M = Q D = 0.30 \times 129.89 = 38.97$$

$$\text{COSTO DIRECTO POR HORA (SIN OPERACION)} = \$745.57$$

EQUIPO: Plomadas (tres).

Valor de adquisición	(VA)	\$ 5,715.00
Valor de rescate	(VR)	0.00
Tasa de interés	(i) 54.5%	
Vida económica	(VE) 0,5 años	
Horas por año	(HA) 2122	
Factor de mantenimiento	(Q) 0	
Coefficiente de almacenaje	(K) 0.02	

Cargos Fijos:

$$\text{a) Depreciación } D = \frac{VA - VR}{VE \times HA} = \frac{5,715}{0,5 \times 2122} = 5.39$$

$$\text{b) Inversión } I = \frac{VA + VR}{2HA} i = \frac{5,715}{2 \times 2122} \times 0.545 = 0.73$$

$$\text{c) Almacenaje } A = K D = 0.02 \times 5.39 = 0.11$$

$$\text{COSTO DIRECTO POR HORA (SIN OPERACION)} = \$ 5.23$$

EQUIPO: Estadales (dos).

Valor de adquisición	(VA)	\$ 29,940.00
Valor de rescate	(VR)	0
Tasa de interés	(i) 54.5%	
Vida económica	(VE) 1 año	
Horas por año	(HA) 2122	
Factor de mantenimiento	(Q) 0	
Coefficiente de almacenaje	(K) 0.02	

Cargos Fijos:

$$a) \text{ Depreciación } D = \frac{VA - VR}{VE \times HA} = \frac{29,940}{1 \times 2122} = 14.11$$

$$b) \text{ Inversión } I = \frac{VA + VR}{2HA} \times i = \frac{29,940}{2 \times 2122} \times 0.545 = 3.84$$

$$c) \text{ Almacenaje } A = K D = 0.02 \times 14.11 = 0.28$$

$$\text{COSTO DIRECTO POR HORA (SIN OPERACION)} = \$ 18.23$$

**EQUIPO: Cinta metálica (de 30 m.)**

Valor de adquisición	(VA)	\$ 12,900.00
Valor de rescate	(VR)	0
Tasa de interés	(i)	
Vida económica	(VE) 0.5 años	
Horas por año	(HA) 2122	
Factor de mantenimiento	(Q) 0	
Coefficiente de almacenaje	(K) 0.02	

**Cargos Fijos:**

$$\text{a) Depreciación } D = \frac{VA - VR}{VE \times HA} = \frac{12,900}{0.5 \times 2122} = 12.16$$

$$\text{b) Inversión } I = \frac{VA + VR}{2HA} i = \frac{12,900}{2 \times 2122} \times 0.545 = 1.66$$

$$\text{c) Almacenaje } A = K D = 0.02 \times 12.16 = 0.24$$

$$\text{COSTO DIRECTO POR HORA (SIN OPERACION)} = \$ 14.06$$

EQUIPO: Balizas (dos).

Valor de adquisición	(VA)	\$ 14,970.00
Valor de rescate	(VR)	0
Tasa de interés	(i) 54.5%	
Vida económica	(VE) 1 año	
Horas por año	(HA) 2122	
Factor de mantenimiento	(Q) 0	
Coefficiente de Almacenaje	(K) 0.02	

Cargos Fijos:

$$a) \text{ Depreciación } D = \frac{VA - VR}{VE \times HA} = \frac{14,970}{1 \times 2122} = 7.05$$

$$b) \text{ Inversión } I = \frac{VA + VR}{2HA} \quad i = \frac{14,970}{2 \times 2122} \times 0.545 = 1.92$$

$$c) \text{ Almacenaje } A = K D = 0.02 \times 7.05 = 0.14$$

$$\text{COSTO DIRECTO POR HORA (SIN OPERACION)} = \$ 9.11$$

Son estos los factores que permiten conocer el costo directo por hora/brigada o por dfa/brigada los cuales multiplicados por la duración de las actividades determinan el monto del costo directo, al cual hay que agregar el costo indirecto. En general la utilidad es un porcentaje del costo de los trabajos ejecutados.



Ejemplo:

Obtener el costo directo de los trabajos de topografía ne cesarios para medir los linderos, configurar y levantar cons-- trucciones en un terreno de aproximadamente 3 hectáreas, locali zado en el sur de la Ciudad de México, la pendiente del terreno no excede del 5% encontrándose algunos árboles dentro del área por levantar.

Se considera el siguiente personal integrante de una bri gada:

Personal	Salario Diario (Nominal)
Ing. Topógrafo	\$ 4,930.00
Aux. Topógrafo	2,630.00
2 Cadeneros "A"	4,600.00
Cadenero "B"	1,972.00
Chofer	<u>2,300.00</u>
	\$16,432.00

Para obtener los salarios reales multiplicamos por los - factores 1.343 (días trabajados durante el año) y 1.228 (impues

tos y prestaciones),

$$16,432 \times 1.343 \times 1.228 = 27,099.00$$

COSTO DIRECTO REAL POR DIA/BRIGADA \$27,099.00

Estimación del costo por actividad:

A).- Poligonal cerrada para determinar la posición de los vértices de linderos y medición de las distancias entre ellos, así como el levantamiento de construcciones y árboles.

A1) Duración estimada 1.5 días:

$$1.5 \times 27,099 = 40,648.50$$

A2) Costo del equipo:

1.5 días = 12 horas

Vehículo	12 x 1143.00 =	13716.00
Teodolito	12 x 494.07 =	5928.84
Distanciómetro Electrónico	12 x 745.57 =	8946.84
Plomadas	12 x 6.23 =	<u>74.76</u>
		28666.44

B).- Seccionamiento a cada 20m. para configuración:

B1) Duración estimada: 1 día.

$$1 \times 27,099.00 = 27,099.00$$

## B2) Costo del equipo:

Nivel	8 x 83.04 =	664.32
Cinta de acero	8 x 14.06 =	112.48
Estadales	8 x 18.23 =	<u>145.84</u>
		922.64

## C).- Cálculo y Dibujo:

## C1) Personal:

Calculista (1 día)  $3,300 \times 1.343 \times 1.228 = 5,442.37$

Dibujante (2 días)  $2,300 \times 2 \times 1.343 \times 1.228 = 7,586.34$   
13,028.71

C2) Materiales de Dibujo: 4,500.00

## Resumen de Costos:

Concepto	Costo:
+a	\$ 40,648.50
A2	28,666.44
B1	27,099.00
B2	922.64
C1	13,028.71
C2	<u>4,500.00</u>
	\$ 114,865.29

El costo directo para el trabajo mencionado es de --

\$114,865.29 a éste habrá que agregar los costos indirectos, si los hay (oficina, secretaria, teléfono, etc.) y la utilidad - que corresponda por el desarrollo de ellos.

# CAPITULO VII

TABLA DE CLOTOIDES

RADIO NOMINAL Rn (m)	VELOCIDAD MAXIMA V (km/h)	PERALTE TEORICO Ht (mm)	PERALTE FRACCION Hr (mm)	INSUFICIENCIA DE PERALTE i (mm)	PENDIENTE MAXIMA Sm (mm/m)	LONGITUD TEORICA DE CLOTOIDE Ltc (m)	$\xi$	CLOTOIDE UNITARIA N
150	60	253.20	160	123.20	3.00	59.333	0.355556	597
175	65	294.69	160	124.69	2.77	57.778	0.330159	575
200	70	299.10	160	129.10	2.57	62.222	0.311111	558
225	75	295.00	160	135.00	2.40	66.667	0.296236	545
250	80	302.08	160	142.08	2.25	71.111	0.284444	534
275	80	274.62	160	114.62	2.25	71.111	0.255556	509
300	80	251.53	160	91.73	2.25	71.111	0.237037	487
350	80	215.77	160	55.77	2.25	71.111	0.203175	451
400	80	188.80	160	28.80	2.25	71.111	0.177777	422
450	80	167.62	140	27.62	2.25	62.222	0.139272	372
500	80	151.04	120	31.04	2.25	53.333	0.108866	327
550	80	137.31	110	27.31	2.25	48.889	0.088889	299
600	80	125.87	95	30.87	2.25	42.222	0.070370	266
650	80	116.18	85	31.18	2.25	37.778	0.058120	242
700	80	107.89	80	27.89	2.25	35.555	0.050794	226
750	80	100.69	70	30.69	2.25	31.111	0.041481	204
800	80	94.40	65	29.40	2.25	28.889	0.036111	191
850	80	88.85	60	28.85	2.25	25.867	0.031372	178
900	80	83.91	55	28.91	2.25	24.444	0.027160	165
950	80	79.49	50	29.49	2.25	22.222	0.023392	153
1000	80	75.52	45	30.52	2.25	20.000	0.020000	142

TABLA DE CLOTOIDES

RADIO NOMINAL Rn (m)	RADIO REAL Rc (m)	PARAMETRO A	LONGITUD REAL DE CLOTOIDE Lc1(m)	$\gamma$ o " "	YC (m)	YC (m)	Xn (m)
150	149.207	89.0785	53.179	10 12 37	53.013	3.152	26.561
175	174.204	100.1672	57.596	9 28 18	57.439	3.168	28.772
200	199.193	111.1486	62.021	8 55 12	61.871	3.213	30.986
225	224.163	122.1746	66.566	8 30 33	66.438	3.231	33.268
250	249.154	133.0480	71.048	8 10 09	70.903	3.272	35.500
275	274.231	139.5837	71.048	7 25 20	70.929	3.064	33.504
300	299.297	145.7577	70.894	6 47 40	70.866	2.803	35.475
350	349.397	157.5760	71.068	5 49 37	70.994	2.407	36.522
400	399.472	168.5770	71.140	5 06 06	71.083	2.110	35.475
450	449.541	167.2054	62.223	3 57 52	62.193	1.436	31.107
500	499.782	163.4222	53.439	3 03 48	53.424	0.952	26.717
550	549.817	164.3982	49.154	3 33 40	49.144	0.732	24.575
500	599.876	159.5937	42.446	2 01 37	42.439	0.501	21.222
650	649.907	157.2770	38.061	1 40 40	38.058	0.371	19.030
700	699.934	158.1927	35.749	1 27 48	35.747	0.304	17.874
750	749.946	152.9880	31.210	1 11 32	31.208	0.216	15.605
800	799.966	152.7816	28.183	1 02 42	28.182	0.177	14.581
850	849.964	151.2336	26.930	0 54 28	26.930	0.142	13.465
900	899.972	148.4654	24.502	0 46 48	24.501	0.111	12.251
950	949.978	145.3466	22.238	0 40 14	22.238	0.087	11.119
1000	999.983	141.9076	20.164	0 34 40	20.164	0.068	10.082

TABLA DE CLOTOIDES

RADIO NOMINAL Pm (m)	T (m)	F (m)	S (m)	U (m)	H (m)	W o i "
150	53,578	3,202	53,104	17,488	17,800	3 24 09
175	57,987	3,211	57,526	18,986	19,243	3 09 23
200	62,376	3,252	61,956	20,471	20,722	2 58 22
225	66,931	3,328	66,520	21,997	22,241	2 50 09
250	71,387	3,406	70,984	23,488	23,728	2 43 21
275	71,328	3,080	70,996	23,521	23,719	2 28 25
300	71,218	2,823	70,940	23,527	23,693	2 15 52
350	71,240	2,420	71,036	23,591	23,713	1 56 32
400	71,272	2,119	71,114	23,637	23,731	1 42 02
450	62,233	1,438	62,210	20,701	20,751	1 19 17
500	53,476	0,954	53,432	17,791	17,816	1 01 15
550	48,177	0,773	48,150	16,374	16,390	0 51 13
600	42,467	0,501	42,442	14,144	14,152	0 40 32
650	38,089	0,372	38,060	12,683	12,688	0 33 33
700	35,785	0,304	35,748	11,914	11,918	0 29 15
750	31,213	0,216	31,209	10,402	10,404	0 23 51
800	29,186	0,177	29,183	9,725	9,727	0 20 54
850	26,932	0,142	26,930	8,975	8,977	0 18 09
900	24,513	0,111	24,502	8,170	8,170	0 15 36
950	22,239	0,087	22,238	7,414	7,414	0 13 25
100	20,164	0,068	20,264	6,717	6,717	0 11 33



RADIO NOMINAL (Rn)m	PERALTE TEORICO (Ht)mm	PERALTE PRACTICO (Ht-30)mm	PERALTE PRACTICO (Hr)mm
150	283.20	253.20	160
175	284.89	254.89	160
200	289.10	259.10	160
225	295.00	265.00	160
250	302.08	272.08	160
275	274.62	244.62	160
300	251.73	221.73	160
325	232.369	202.369	160
350	215.771	185.771	160
375	201.3867	171.3867	160
400	188.80	158.80	160
425	177.694	147.694	150
450	167.822	137.822	140
475	158.989	128.989	130
500	151.04	121.04	120
525	143.8476	113.8476	115
550	137.3091	107.3091	110
575	131.339	101.339	100
600	125.8667	95.86	95
625	120.832	90.832	90
650	116.1846	86.1846	85
675	111.8815	81.8815	80
700	107.8857	77.89	80
725	104.1655	74.1655	75
750	100.6933	70.693	70
775	97.4452	67.445	65
800	94.40	64.40	65
825	91.5394	61.539	60
850	88.8471	58.847	60
875	86.3086	56.3086	55

RADIO NOMINAL (Rn)m	PERALTE TEORICO (Ht)mm	PERALTE PRACTICO (Ht-30)mm	PERALTE PRACTICO (Hr)mm
900	83.9111	53.91	55
925	81.6432	51.643	50
950	79.4947	49.495	50
975	77.4564	47.456	45
1000	75.52	45.52	45
1500	50.3467	20.35	20
2000	37.76	7.76	10

COORDENADAS DE CLOTOIDE

RADIO NOMINAL 150.00

P	X	V	L	X	Y
0.059	0.59	0.000034	5.255	5.255	0.003
0.118	0.117999	0.000274	10.511	10.511	0.024
0.177	0.176996	0.000924	15.766	15.766	0.082
0.236	0.235982	0.002191	21.022	21.020	0.195
0.295	0.294944	0.004278	26.277	26.272	0.381
0.354	0.353861	0.007392	31.533	31.521	0.658
0.413	0.412700	0.011735	36.788	36.762	1.045
0.472	0.471415	0.017510	42.044	41.992	1.559
0.531	0.529946	0.024918	47.299	47.206	2.219
0.590	0.588215	0.034156	52.555	52.396	3.042
0.597	0.595107	0.035382	53.178	53.010	3.152

RADIO NOMINAL 175.00

0.057	0.057	0.000031	5.709	5.709	0.003
0.114	0.114	0.000247	11.419	11.419	0.024
0.171	0.170996	0.000833	17.128	17.128	0.083
0.228	0.227985	0.001975	22.838	22.837	0.198
0.285	0.284953	0.003858	28.548	28.543	0.386
0.342	0.341883	0.00665	34.257	34.245	0.666
0.399	0.398747	0.010582	39.968	39.941	1.060
0.456	0.455507	0.015791	45.676	45.627	1.582
0.513	0.512112	0.022473	51.386	51.297	2.251
0.570	0.568498	0.030807	57.095	56.945	3.086
0.575	0.573431	0.031623	51.596	57.438	3.167

RADIO NOMINAL 200.00

0.055	0.055	0.000028	6.113	6.113	0.003
0.110	0.110	0.000222	12.226	12.226	0.025
0.165	0.164997	0.000749	18.340	18.339	0.083
0.220	0.219987	0.001775	24.453	24.451	0.197
0.275	0.274961	0.003466	30.566	30.562	0.385
0.330	0.329902	0.005988	36.679	36.668	0.665
0.385	0.384789	0.009507	42.792	42.769	1.057
0.440	0.439588	0.014188	48.906	48.860	1.577
0.495	0.494258	0.020193	55.019	54.936	2.244
0.550	0.548743	0.027684	61.132	60.995	3.077
0.558	0.556649	0.028907	62.021	61.871	3.213

## RADIO NOMINAL 250.00

$\rho$	$x'$	$y'$	L	X	Y
0.053	0.053	0.000025	7.051	7.051	0.003
0.106	0.106	0.000199	14.103	14.103	0.026
0.159	0.158998	0.000670	21.154	21.154	0.089
0.212	0.211989	0.001588	28.206	28.204	0.212
0.265	0.264967	0.003101	35.257	35.253	0.412
0.318	0.317919	0.005359	42.309	42.298	0.713
0.371	0.370824	0.008508	49.360	49.337	1.132
0.424	0.423658	0.012697	56.412	56.367	1.689
0.477	0.476383	0.018072	63.464	63.382	2.404
0.530	0.528955	0.024778	70.516	70.376	3.297
0.534	0.532915	0.025342	71.047	70.903	3.371

## RADIO NOMINAL 350.0

0.045	0.045	0.000015	7.091	7.091	0.002
0.090	0.090	0.000121	14.182	14.182	0.019
0.135	0.134999	0.000410	21.273	21.273	0.065
0.180	0.179995	0.000972	28.364	28.363	0.153
0.225	0.224986	0.001898	35.455	35.453	0.299
0.270	0.269964	0.003280	42.546	42.540	0.517
0.315	0.314923	0.005208	49.637	49.625	0.821
0.360	0.359849	0.007774	56.728	56.704	1.225
0.405	0.404728	0.011066	63.819	63.776	1.744
0.450	0.449539	0.015176	70.910	70.837	2.391
0.451	0.450534	0.015278	71.067	70.994	2.407

## RADIO NOMINAL 400.00

0.042	0.042	0.000012	7.080	7.080	0.002
0.084	0.084	0.000099	14.160	14.160	0.017
0.126	0.125999	0.000333	21.241	21.240	0.056
0.168	0.167997	0.000790	28.321	28.320	0.133
0.210	0.209990	0.001544	35.401	35.399	0.260
0.252	0.251975	0.002667	42.481	42.477	0.449
0.294	0.293945	0.004235	49.562	49.552	0.714
0.336	0.335893	0.006321	56.642	56.623	1.065
0.378	0.377807	0.008998	63.722	63.689	1.517
0.420	0.419673	0.012341	70.802	70.747	2.080
0.422	0.421666	0.012518	71.139	71.083	2.110

## RADIO NOMINAL 500.00

$p$	$x'$	$y'$	$L$	$X$	$Y$
0.032	0.032	0.000005	5.229	5.229	0.0008
0.064	0.064	0.000044	10.459	10.459	0.007
0.096	0.096	0.000147	15.688	15.688	0.024
0.128	0.127999	0.000349	20.918	20.918	0.057
0.160	0.159997	0.000683	26.147	26.147	0.112
0.192	0.191994	0.001180	31.377	31.376	0.193
0.224	0.223986	0.001873	36.606	36.604	0.306
0.256	0.255973	0.002796	41.836	41.832	0.457
0.288	0.287951	0.003981	47.065	47.057	0.650
0.320	0.319916	0.005460	52.295	52.281	0.892
0.327	0.326907	0.005826	53.439	53.424	0.952

## RADIO NOMINAL 550.0

0.029	0.029000	0.000004	4.767	4.767	0.0006
0.058	0.058	0.000032	9.535	9.535	0.005
0.087	0.087	0.000110	14.302	14.302	0.018
0.116	0.115999	0.000260	19.070	19.070	0.048
0.145	0.144998	0.000508	23.837	23.837	0.083
0.174	0.173996	0.000878	28.605	28.604	0.144
0.203	0.202991	0.001394	33.372	33.370	0.229
0.232	0.231983	0.002081	38.140	38.137	0.342
0.261	0.260970	0.002963	42.907	42.902	0.487
0.290	0.289943	0.004064	47.675	47.666	0.668
0.299	0.298940	0.004455	49.154	49.144	0.732

## RADIO NOMINAL 650.0

0.024	0.024	0.000002	3.775	3.775	0.000
0.048	0.048	0.000018	7.549	7.549	0.003
0.072	0.072	0.000062	11.324	11.324	0.009
0.096	0.096	0.000147	15.098	15.098	0.023
0.120	0.119999	0.000288	18.873	18.873	0.045
0.144	0.143998	0.000498	22.648	22.647	0.078
0.168	0.167997	0.000790	26.423	26.422	0.124
0.192	0.191994	0.001180	30.197	30.196	0.186
0.216	0.215988	0.001679	33.972	33.969	0.264
0.240	0.239980	0.002304	37.746	37.743	0.362
0.242	0.241979	0.002362	38.061	38.057	0.371

## RADIO NOMINAL 700.00

120

p	x	y	L	X	Y
0.022	0.022	0.000002	3.480	3.480	0.0003
0.044	0.044	0.000014	6.960	6.960	0.002
0.066	0.066	0.000048	10.440	10.440	0.007
0.088	0.088	0.000114	13.920	13.920	0.018
0.110	0.110	0.000222	17.400	17.400	0.035
0.132	0.131999	.000383	20.880	20.880	0.060
0.154	0.153998	0.000609	24.360	24.360	0.096
0.176	0.175996	0.000909	27.840	27.839	0.144
0.198	0.197992	0.001294	31.320	31.319	0.205
0.220	0.219987	0.001775	34.800	34.798	0.281
0.226	0.225985	0.001924	35.749	35.747	0.304

## RADIO NOMINAL 800.0

0.019	0.019	0.000001	2.903	2.903	0.0001
0.038	0.038	0.000009	5.806	5.806	0.001
0.057	0.057	0.000031	8.709	8.709	0.005
0.076	0.076	0.000073	11.612	11.612	0.011
0.095	0.095	0.000143	14.515	14.515	0.022
0.114	0.114	0.000247	17.418	17.418	0.038
0.133	0.132999	0.000392	20.321	20.321	0.059
0.152	0.151998	0.000585	23.224	23.224	0.089
0.171	0.170996	0.000833	26.127	26.127	0.127
0.190	0.189994	0.001143	29.030	29.029	0.175
0.191	0.190994	0.001161	29.183	29.182	0.177

## RADIO NOINAL 850.0

0.017	0.017	0.000001	2.572	2.572	0.000
0.034	0.034	0.000007	5.144	5.144	0.001
0.051	0.051	0.000022	7.716	7.716	0.003
0.068	0.068	0.000052	10.288	10.288	0.008
0.085	0.085	0.000102	12.860	12.860	0.015
0.102	0.102	0.000177	15.432	15.432	0.027
0.119	0.118999	0.000281	18.004	18.004	0.042
0.136	0.135999	0.000419	20.576	20.576	0.063
0.153	0.152998	0.000597	23.148	23.148	0.090
0.170	0.169996	0.000819	25.720	25.719	0.124
0.178	0.177996	0.000940	26.930	26.929	0.142

## RADIO NOMINAL 950.0

$\rho$	x	y	L	X	Y
0.015	0.015	0.000001	2.180	2.180	0.000
0.030	0.030	0.000004	4.360	4.360	0.000
0.045	0.045	0.000015	6.540	6.540	0.002
0.060	0.060	0.000036	8.721	8.721	0.005
0.075	0.075	0.000070	10.901	10.901	0.010
0.090	0.090	0.000121	13.081	13.081	0.017
0.105	0.105	0.000193	15.261	15.261	0.028
0.120	0.119999	0.000288	17.441	17.441	0.042
0.135	0.134999	0.000410	19.622	19.622	0.059
0.150	0.149998	0.000562	21.802	21.802	0.082
0.153	0.152998	0.000597	22.238	22.237	0.087

## RADIO NOMINAL 1000.00

0.028	0.028000	0.000004	3.976	3.976	0.0005
0.056	0.056	0.000029	7.952	7.952	0.004
0.084	0.084	0.000099	11.928	11.928	0.014
0.112	0.112	0.000234	15.904	15.904	0.032
0.140	0.139999	0.000457	19.879	19.879	0.065
0.142	0.141999	0.000477	20.163	20.163	0.068

# CAPITULO VIII



### VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Se ha presentado en este trabajo uno de tantos problemas - que padece nuestra ciudad, en el se muestran resultados que varias disciplinas aportaron para el conocimiento profundo del problema, para su comprensión y desarrollo de la solución del mismo. Corresponde a la ingeniería topográfica colaborar con otras ramas de la ingeniería para el cabal aprovechamiento de los recursos - disponibles, actualmente tan escasos y tan costosos, que es obligación de quien los administre, obtener de ellos el mayor beneficio posible. Es en este orden de ideas que se deben aplicar métodos, ya sea desarrollados con anterioridad o de creación específica para cada trabajo, que garanticen la eficiencia de las labores a desarrollar.

El empleo de los aparatos e instrumentos modernos, teodolitos de alta precisión, distanciómetros electrónicos, giróscopos y el aprovechamiento de la riqueza de información que proporcionan los métodos fotogramétricos, son elementos que cooperan a -

aumentar la eficacia de los trabajos de topografía. El uso de -  
computadoras tanto para los trabajos de restitución fotogramétri-  
ca como para los cálculos de los métodos usuales constituyen una  
valiosa herramienta para reducir los costos y el tiempo en la ob-  
tención y procesamiento de la información.

Se ha puesto especial interés en la mejor obtención de la  
información topográfica, ya que por ser punto de partida para el  
desarrollo de los proyectos es indispensable que sea fidedgna, -  
sin errores graves, que posteriormente obliguen a la corrección  
y modificación del proyecto e incluso de la obra. El uso de polí-  
gonos cerrados para la verificación del trazo ha dado magníficos  
resultados, pues proporciona la confianza que no se obtiene tra-  
bajando con los polígonos abiertos, habitualmente empleados. El  
giróscopo ha venido a ser una ayuda indispensable en el control  
de la excavación de túneles, que complementado con el guiado por  
medio de teodolitos con rayos láser proporciona la certeza en -  
la unión de túneles excavados en dirección contraria.

El conocimiento de las variaciones que en su elevación, - con respecto a un plano de comparación fijo, presentan los bancos de nivel, es indispensable para el correcto desarrollo de las -- obras. Debido a la diversidad de suelos por los que atraviesa la estructura, y tomando en cuenta el pequeño margen de error que - permite el equipo rodante electromecánico, ha sido necesario im- plementar sistemas del registro de los movimientos, tanto de las estructuras como de los mismos bancos, que permitan en forma - - confiable proyectar los ajustes necesarios al sistema de vías - con el equipo de transporte ya en operación.

Es recomendable que el ingeniero topógrafo profundice más en el conocimiento de las materias que conforman su especialidad dentro de la ingeniería, y que a la vez amplíe su preparación - general para un mejor entendimiento de otras disciplinas con las cuales se va haciendo más frecuente su relación de trabajo.

## BIBLIOGRAFIA

- 1.- TOSCANO B. RICARDO, METODOS TOPOGRAFICOS, EDITORIAL PORRUA 1960.
- 2.- HIGASHIDA MIYABARA SABRO, TOPOGRAFIA GENERAL, - MEXICO 1971.
- 3.- PLAZOLA CISNEROS ALFREDO, NORMAS Y COSTOS DE - - CONSTRUCCION, LIBREROS UNIDOS MEXICANOS, MEXICO 1961.
- 4.- FACTORES DE CONSISTENCIA DE COSTOS Y PRECIOS UNITARIOS, APUNTES DEL CURSO DE CONSTRUCCION, FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM 1976.
- 5.- KLAUS PIERRE, TABLE DE CLOTHOIDE, UNION DE PROFESSIONALS DE LA ROUTE, ZURICH SUISSE 1977.
- 6.- COVITUR 77-82, PUBLICACION DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL.