

46

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO



FACULTAD DE INGENIERIA

“ESTUDIOS DE INGENIERIA BASICA PARA EL  
DESARROLLO DEL PROYECTO EJECUTIVO DE LA  
CIMENTACION DE UN PUNTE VEHICULAR  
METROPOLITANO”

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
**I N G E N I E R O C I V I L**  
**P R E S E N T A :**  
**ANTONIO GARCIA GONZALEZ**



**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

CIUDAD UNIVERSITARIA,

2002



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  
AVENIDA 14  
MEXICO

**FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/021/00**

Señor  
**ANTONIO GARCIA GONZALEZ**  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. ALBERTO CORIA ILIZALITURRI**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"ESTUDIOS DE INGENIERIA BASICA PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO EJECUTIVO  
DE LA CIMENTACION DE UN PUENTE VEHICULAR METROPOLITANO"**

- INTRODUCCION**
- I. ESTUDIOS DE INGENIERIA DE TRANSITO**
  - II. ESTUDIOS DE INGENIERIA ECONOMICA**
  - III. ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS**
  - IV. ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL**
  - V. ESTUDIO DE CASO**
  - VI. CONCLUSIONES GENERALES  
BIBLIOGRAFIA**

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

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

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria 24 de febrero de 2000  
EL DIRECTOR

  
**M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO**  
GFB/GMP/mstg

## **DOY GRACIAS. . .**

### **INFINITAMENTE A DIOS**

Por ser dador de una vida enriquecida con su sabiduría, que me auxilia en el discernimiento de la Ciencia, con la libertad de disponer de los conocimientos necesarios para forjarme el mejor futuro.

### **A MIS PADRES Y HERMANOS**

Por el apoyo incuantificable que siempre me han brindado y sin el cual mis objetivos no se hubiesen alcanzado, el respaldo que me proporcionan todos y cada uno de ustedes me impulsó a concluir mis estudios, es por ello que les participo mi reconocimiento a su valiosa aportación en la formación que he recibido. Muchas gracias papá, mamá y hermanos ¡ los quiero mucho!.

### **A LA SEÑORITA CLAUDIA KARINA CRUZ CRUZ**

Por su leal amor y atención en todo instante, como la única amiga que está presente y proporciona las frases ideales que me alentaron a terminar éste trabajo; por su colaboración de manera importante para alcanzar las metas planteadas y aún las que están por venir.

### **A LAS PERSONAS QUE COLABORARON EN LA REALIZACIÓN DE ESTE TRABAJO DE TESIS**

A los Ingenieros Jesús Soto y Miguel Orozco, por su atención manifiesta al proporcionarme la información respecto al proyecto ejecutivo del puente vehicular Centenario.

Al Ingeniero Marcos Trejo por su esmero en la depuración, elección y conformación del tema de tesis.

Al Señor Alfredo Toriz amigo y compañero de muchos años, por las enseñanzas y disponibilidad de tiempo que brindó a mi persona.

Al Ingeniero Alberto Coria director de tesis, por su disponibilidad para dar seguimiento al trabajo realizado por el Ingeniero Marcos Trejo, aportando valiosos comentarios al tema para darle aprobación.

# Indice General

**TEMA: ESTUDIOS DE INGENIERIA BASICA PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO EJECUTIVO DE LA CIMENTACION DE UN PUENTE VEHICULAR METROPOLITANO**

<b>INTRODUCCION</b>		<b>5</b>
<b>CAPITULO I.-</b>	<b>ESTUDIOS DE INGENIERIA DE TRANSITO</b>	<b>7</b>
1.1	<b>FASES DE LA INGENIERIA DE TRANSITO Y DE TRANSPORTE</b>	<b>7</b>
1.1.1	<b>OPERACION DEL TRANSITO</b>	<b>7</b>
1.1.2	<b>PLANEACION</b>	<b>8</b>
a)	Antecedentes e identificación del problema .....	<b>8</b>
b)	Recopilación de información .....	<b>8</b>
c)	Proceso de la planeación .....	<b>8</b>
d)	Organización .....	<b>9</b>
e)	Metas y Objetivos .....	<b>9</b>
1.1.3	<b>PROYECTO GEOMETRICO</b>	<b>10</b>
a)	Consideraciones para el proyecto .....	<b>10</b>
b)	Elementos básicos de proyecto en una vialidad .....	<b>11</b>
1.1.4	<b>ESTUDIOS DE LAS CARACTERISTICAS DEL TRANSITO</b>	<b>18</b>
a)	Estudios de tiempos de recorrido y demoras .....	<b>18</b>
b)	Estudios de Origen y Destino .....	<b>21</b>
c)	Estudios de capacidad vial .....	<b>23</b>
d)	Estudios de Estacionamiento .....	<b>26</b>
e)	Estudios de transporte colectivo .....	<b>29</b>
1.1.5	<b>ADMINISTRACION</b>	<b>30</b>
1.1.6	<b>METODOLOGIA OPTIMA EN PROYECTOS DE TRANSPORTES</b>	<b>30</b>
1.2	<b>IMPORTANCIA Y EFECTIVIDAD DE LAS INTERSECCIONES</b>	<b>30</b>
1.2.1	<b>FINALIDAD DE LAS INTERSECCIONES</b>	<b>31</b>
1.2.2	<b>TIPOS DE INTERSECCIONES</b>	<b>31</b>
a)	Intersecciones a nivel .....	<b>31</b>
b)	Intersecciones a desnivel .....	<b>33</b>
1.2.3	<b>ELEMENTOS DE PROYECTO DE LAS INTERSECCIONES</b>	<b>34</b>
a)	Curvas en intersecciones .....	<b>34</b>
b)	Relación espacio-tiempo-velocidad .....	<b>35</b>
c)	Relación velocidad-curvatura .....	<b>36</b>
d)	Ancho de los carriles para vueltas .....	<b>37</b>
e)	Carriles de cambio de velocidad .....	<b>37</b>
f)	Rampas de salida .....	<b>37</b>
g)	Rampas de entrada .....	<b>37</b>

<b>CAPITULO II.-</b>	<b>ESTUDIOS DE INGENIERIA ECONOMICA</b>	<b>39</b>
II.1	ESTUDIOS ECONOMICOS EN PROYECTOS PUBLICOS	39
II.1.1	NATURALEZA DE LOS PROYECTOS PUBLICOS	39
II.1.2	RELACION ENTRE LOS INGENIEROS Y LOS PROYECTOS PUBLICOS	39
II.1.3	FINANCIAMIENTO DE LOS PROYECTOS PUBLICOS	40
II.1.4	PROYECTOS AUTOFINANCIABLES	41
II.1.5	PROYECTOS DE PROPOSITOS MULTIPLES	42
II.1.6	LA TASA DE INTERES EN ESTUDIOS DE PROYECTOS PUBLICOS	43
II.2	ESTUDIOS ECONOMICOS EN PROYECTOS DE INGENIERIA DE TRANSITO	44
II.2.1	ASIGNACION DE COSTOS PARA ESTUDIOS ECONOMICOS DE CARRETERAS	44
II.2.2	SENSIBILIDAD DE LOS ESTUDIOS ECONOMICOS	45
II.2.3	ANALISIS BENEFICIO-COSTO	46
<b>CAPITULO III.-</b>	<b>ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS</b>	<b>49</b>
III.1	INVESTIGACION GEOTECNICA DEL SITIO	49
III.1.1	DESCRIPCION DE LOS METODOS DE EXPLORACION Y LA OBTENCION DE MUESTRAS.	51
III.1.2	CLASIFICACION DE SUELOS Y ROCAS	63
III.1.3	DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES Y PARAMETROS DE LOS SUELOS.	65
III.1.4	PRUEBAS REALIZADAS EN EL LABORATORIO A LAS MUESTRAS OBTENIDAS EN CAMPO.	67
III.1.5	DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LOS SUELOS	76
III.1.6	MEJORAMIENTO DE LOS SUELOS	79
III.1.7	LITIGIOS Y FALLAS EN LA CONSTRUCCION	84
<b>CAPITULO IV.-</b>	<b>ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL</b>	<b>85</b>
IV.1	PROBLEMATICA AMBIENTAL DE LOS PAISES EN DESARROLLO.	85
IV.2	ELEMENTOS DEL ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL PARA PROYECTOS DE INGENIERIA DE TRANSITO	85
IV.2.1	LA DIFICULTAD DE PREDECIR EL IMPACTO AMBIENTAL	85
IV.2.2	IDENTIFICACION DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES	87
A)	Adversos	87
a.1	Impacto en el medio fisico	87
a.2	Impacto en el medio biológico	88
a.3	Impacto en el medio socio-económico	88
B)	Benéficos	89
b.1	Impacto en el medio socio-económico	89

<b>IV.2.3</b>	<b>METODOS PARA ESTUDIAR Y EVALUAR EL IMPACTO AMBIENTAL.</b>	<b>89</b>
	a) Procedimiento para realizar un estudio de impacto ambiental .....	89
	b) Técnicas de evaluación del impacto ambiental .....	90
<b>IV.3</b>	<b>MARCO LEGAL EN MATERIA AMBIENTAL.</b>	<b>93</b>
<b>IV.3.1</b>	<b>LEGISLACION NACIONAL EN MATERIA DE IMPACTO AMBIENTAL.</b>	<b>93</b>
<b>IV.3.2</b>	<b>INFORME PREVENTIVO. MANIFESTACION O ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL.</b>	<b>94</b>
<b>CAPITULO V.-</b>	<b>ESTUDIO DE CASO</b>	<b>97</b>
	<b>"Paso a desnivel elevado en el cruce de Avenida Centenario con Anillo Periférico Arco Norte"</b>	
<b>V.1</b>	<b>DESCRIPCION DEL PROYECTO</b>	<b>97</b>
<b>V.2</b>	<b>JUSTIFICACION TECNICA-ECONOMICA</b>	<b>97</b>
<b>V.2.1</b>	<b>RECONOCIMIENTO DEL CONTEXTO URBANO INMEDIATO.</b>	<b>97</b>
<b>V.2.2</b>	<b>URBANIZACION Y USO DE SUELO EN LA ZONA DE PROYECTO.</b>	<b>100</b>
<b>V.2.3</b>	<b>DATOS FISICOS Y OPERACIONALES</b>	<b>100</b>
	a) Aforos de tránsito en estaciones permanentes .....	103
	b) Aforos de movimientos direccionales .....	103
	c) Aforos peatonales .....	103
	d) Estudios de tiempos de recorrido y demoras .....	103
	e) Inventario de estructura vial existente .....	109
	f) Inventario de estacionamientos .....	109
	g) Inventario de rutas de transporte .....	109
<b>V.2.4</b>	<b>DIAGNOSTICO Y PRONOSTICO</b>	<b>109</b>
	a) Diagnóstico de la operación vial .....	109
	b) Análisis de la información .....	110
	c) Pronóstico de la operación vial .....	114
<b>V.2.5</b>	<b>ELABORACION DE ALTERNATIVAS DE SOLUCION.</b>	<b>117</b>
<b>V.2.6</b>	<b>SECCION TRANSVERSAL</b>	<b>122</b>
	a) Datos técnicos y operacionales .....	122
	b) Datos constructivos .....	123
<b>V.2.7</b>	<b>COSTOS</b>	<b>123</b>
<b>V.2.8</b>	<b>EVALUACION TECNICA</b>	<b>124</b>
<b>V.2.9</b>	<b>EVALUACION ECONOMICA</b>	<b>128</b>
<b>V.3</b>	<b>MECANICA DE SUELOS Y DISEÑO DE LA CIMENTACION.</b>	<b>128</b>
<b>V.3.1</b>	<b>TRABAJOS DE CAMPO EN LA ZONA DEL PROYECTO.</b>	<b>129</b>
	a) Levantamiento y localización de instalaciones de PEMEX. ....	129
<b>V.3.2</b>	<b>ESTUDIOS EFECTUADOS EN CAMPO Y LABORATORIO.</b>	<b>133</b>

<b>V.3.3</b>	<b>ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUELO.</b>	<b>134</b>
<b>V.3.4</b>	<b>CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO DE LA CIMENTACION.</b>	<b>140</b>
	a) Tipo de cimentación .....	140
	b) Estado limite de falla .....	140
	c) Estado limite de servicio .....	140
	d) Revisión del estado limite de falla .....	141
	e) Revisión del estado limite de servicio .....	142
<b>V.4</b>	<b>ESPECIFICACION DE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA CIMENTACION.</b>	<b>143</b>
	a) Generalidades .....	144
	b) Secuencia constructiva tipo .....	154
	c) Procedimiento constructivo de los cajones de cimentación .....	154
<b>CAPITULO VI.-</b>	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>165</b>
<b>BIBLIOGRAFIA</b>		<b>167</b>



---

## INTRODUCCION

**En las diferentes ramas de la Ingeniería los conocimientos son transmitidos por profesionales en la docencia buscando que los futuros profesionistas obtengamos una buena preparación en las aulas que nos permita tener una mejor conceptualización de la importancia y responsabilidad que representa el desempeñarse en el terreno profesional, donde nos corresponderá enfrentar los problemas y coparticipar en las decisiones apropiadas para solucionarlos. En Ingeniería Civil como en las carreras afines a Ingeniería y a todo el ámbito profesional, los ingenieros participan en la elaboración de proyectos que den solución a determinada problemática, analizando la importancia y prioridad de entre los diferentes proyectos tomando en cuenta el beneficio inmediato y a futuro que proporcionaría la realización de uno u otro proyecto.**

Como fortalecimiento del perfil profesional del ingeniero se desarrolla el trabajo de tesis donde se propone un proyecto como posible solución a determinado problema. El presente trabajo de tesis en sus cuatro primeros capítulos, expone los estudios de Ingeniería básica relacionados con el proyecto ejecutivo de un puente vehicular, y en el quinto capítulo se aplican dichos estudios al proyecto ejecutivo de la cimentación del puente vehicular diseñado para solucionar el problema vial que presenta la zona metropolitana norte limitrofe entre el Distrito Federal y el Estado de México; particularmente se trata de la intersección formada por Av. Río de los Remedios "Anillo Periférico Arco Norte" y Av. Centenario.

Este trabajo es resultado de la investigación y análisis del problema apegado a la realidad, y pretende ser para todo aquel que lo consulte un material mínimo que reafirme la importancia de los estudios de Ingeniería básica y dar a conocer las posibles soluciones a situaciones particulares que al igual que en este proyecto pudiesen presentarse en proyectos similares. La estructura y distribución de los temas de la tesis obedece a la previsualización de analizar los estudios de Ingeniería básica indispensables en estos proyectos.

En el primer capítulo se analizan los estudios de Ingeniería de tránsito necesarios para conocer cómo se ordena y regula la operación vial, para ello se exponen algunos de los métodos más empleados según las condiciones imperantes en las vialidades. Teniendo conocimiento del comportamiento vial se verifica el importante papel que desempeñan las intersecciones en los sistemas viales y los problemas que pueden presentar en un determinado momento, en este capítulo se analizan las posibles adecuaciones a nivel o desnivel según se requiera para contar con un sistema vial óptimo que brinde mayor seguridad y confort a los usuarios.

Posteriormente en el siguiente capítulo se analizan los estudios de Ingeniería económica donde por tratarse de un proyecto de carácter público el que nos ocupa la primera parte del capítulo se orienta a su estudio, se analiza su naturaleza, su relación con el campo de trabajo de los ingenieros, su financiamiento (de tipo federal o autofinanciamiento), se menciona en que casos se tienen proyectos de propósitos múltiples y la importancia de las tasas de interés en proyectos públicos. La segunda parte del capítulo se centra al análisis de proyectos de Ingeniería de transportes donde el punto de partida es la asignación de costos en estudios económicos de carreteras que nos revelan la importancia de los estudios de sensibilidad concluyendo con el análisis de "beneficios y costos".

En el tercer capítulo se analizan los estudios de mecánica de suelos iniciando con estudios de exploración y obtención de muestras, que posteriormente son llevadas a laboratorio para realizar las pruebas necesarias de cuyos resultados se determinan las características y clasificación de los suelos; el desarrollo de esta parte del capítulo comprende la explicación de los métodos de prueba más comúnmente empleados dependiendo del tipo de terreno con el cual se esté trabajando y de la información que se pretende conocer del suelo.

Los resultados obtenidos nos proporcionaran la información necesaria para decidir si el suelo es apropiado para realizar determinado proyecto o si es necesario aplicar al terreno natural un mejoramiento, para ello se analizan algunos problemas que se pueden presentar en el terreno y se proponen los mejoramientos necesarios para que sea apropiado según los requerimientos de las cargas a soportar; finalmente se analizan los litigios que continuamente acecharan al ingeniero al correr el riesgo de trabajar con uno de los materiales más imprevisible como lo es el terreno natural.

En todo proyecto para ser aprobada su construcción deberá someterse a la valoración del impacto que generará al medio ambiente, la Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales "SEMARNAT" es la responsable para aprobar o rechazar el proyecto, el cuarto capítulo analiza en su primera parte la problemática ambiental de los países en desarrollo, se menciona la dificultad de predecir los impactos ambientales y el como identificarlos tomando en cuenta los métodos más comunes para estudiarlos y evaluarlos. La segunda parte del capítulo comprende el análisis del marco legal en materia ambiental que comprende la Legislación local en materia de impacto ambiental, la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección del Ambiente, la Ley Ambiental del D.F.; concluyendo los estudios con los requerimientos del informe preventivo, manifestación o estudio de impacto ambiental que es necesario presentar y aprobar para proyectos similares al que nos ocupa

En el quinto capítulo se expone el proyecto ejecutivo del puente vehicular Centenario, en él se aplican los estudios de Ingeniería de tránsito, Ingeniería económica, Mecánica de suelos, analizados en los capítulos anteriores pero ahora enfocados al proyecto en particular; después de analizar detalladamente el proyecto se propone como solución la construcción de un paso a desnivel elevado; y como parte final del trabajo de tesis se analizan las consideraciones del diseño de la cimentación que para éste proyecto se determinó que se requería de cajones de cimentación.

## CAPITULO I ESTUDIOS DE INGENIERIA DE TRANSITO

### FASES DE LA INGENIERIA DE TRANSITO Y DE TRANSPORTE

La Ingeniería de Tránsito ha sido definida como "La rama de la ingeniería relacionada con la planeación, proyecto geométrico y operación vehicular en vialidades metropolitanas y carreteras federales, así como la operación de correspondencias con otros modos de transporte con el fin de lograr la seguridad, eficiencia y confort en el movimiento adecuado de personas y cosas".

La Ingeniería de Tránsito y Transportes a diferencia de otras disciplinas de la Ingeniería estudia y soluciona no solo los problemas que dependen de factores físicos o técnicos, sino también con los factores que rigen el comportamiento de los conductores y peatones; por tal motivo el ingeniero de transportes, además de conocer analizar y decidir sobre los aspectos funcionales que requiere la vialidad, será el receptor de los deseos lógicos del usuario y por ende es la persona apropiada para realizar un análisis que permita evaluar los beneficios generados a la población con la construcción de nuevas vialidades o con la realización de adecuaciones a vialidades existentes elevando con ello el nivel de servicio y la capacidad vial del sistema. La Ingeniería de Tránsito y de Transporte es considerada como uno de los tres pilares en los cuales se apoya la seguridad vial, los fundamentos para la realización de sus estudios están regidos por las siguientes fases:

- Conocimiento de la operación del tránsito
- Planeación
- Proyecto geométrico
- Administración

En el presente capítulo se abordan los estudios relacionados con la solución de los problemas de tránsito más comunes, los estudios que se analizan muestran la importancia de conocer el número y tipo de vehículos que circulan en nuestras vialidades, así también el tiempo durante el cual circulan y en que dirección; un programa rutinario de recuento vehicular con base en un sistema vial bien organizado puede determinar el incremento vehicular en dicho sistema vial y precisar las fluctuaciones estacionales.

Es de vital importancia conocer la velocidad de desplazamiento y la capacidad vehicular sobre una vialidad, el transporte público es una parte muy importante en el flujo vehicular en muchas ciudades, a menudo es aceptable combinar los estudios de velocidad y demora del transporte masivo ( público) y el particular en una ruta determinada; estos estudios determinan la manera de mejorar el flujo de todo el transporte, por tal motivo son relevantes los estudios de origen – destino así como los relacionados con estacionamientos; éste tipo de estudios se realizan para determinar el nivel de servicio de una vialidad y con los resultados obtenidos se diseña el tipo de adecuación que se requiera para que la vialidad sea más eficiente pronosticando un determinado crecimiento del tránsito vehicular a futuro.

### OPERACION DEL TRANSITO

Este estudio se apoya en las medidas de regulación leyes y ordenanzas para el conductor, el vehículo, el peatón y la operación del tránsito; en la operación del tránsito se contemplan los siguientes aspectos:

- El control de intersecciones.
- Zonificación de velocidades.
- Vialidades de un sentido de circulación.
- Control de estacionamiento.

En situaciones óptimas de operación vehicular, los dispositivos de control vehicular como: semáforos, señales restrictivas, marcas sobre el pavimento y todo tipo de mecanismos para encauzar debidamente el flujo vehicular en situaciones especiales adquieren el papel principal. Antes de adoptar cualquier medida regulatoria, será necesario realizar las investigaciones y análisis pertinentes de las características imperantes en la zona de interés, así como las ventajas y desventajas que reportará la implementación de una medida determinada.

## PLANEACION

Entiéndase por planeación vial a todo un proceso que tiene por objeto el desarrollar un sistema óptimo que permita viajar con comodidad, seguridad y económicamente; es obvio que el progreso que registre la estructura básica urbana influye de manera directa a la planeación de los sistemas de transporte, y recíprocamente al mantenerse la planeación a la vanguardia en los adelantos del sistema de transporte implica que el área urbana registre un mayor desarrollo. Tomando en cuenta lo anterior la planeación del transporte se considera como un proceso dinámico que continuamente se actualiza conforme se modifiquen los parámetros que sirven de base en los estudios que se realicen. Esta fase comprende la planeación en cuanto a construcción de nuevas vialidades y el mejoramiento de las existentes, con el fin de satisfacer las necesidades generadas por el crecimiento poblacional en las ciudades. Para esto será necesario realizar estudios de transporte para visualizar el comportamiento de la operación del tránsito, y las técnicas básicas para investigación y proyección a futuro del incremento vehicular en una población urbana.

### Antecedentes e identificación del problema

Esta etapa se soporta en el conocimiento de la problemática existente causada por la deficiencia de los sistemas de transporte o por la carencia de ellos, la planeación inicia con un recorrido por toda el área en estudio para conocer a detalle el problema en cuestión, en dicho recorrido se identificará el uso que se le está dando a las vialidades verificando si el tipo de vehículos que por ellas circula es el proyectado o se están violando las disposiciones de proyecto, en tal situación se requerirá de modificaciones en cuanto a la estructura del pavimento y de adecuaciones en la sección transversal de la vialidad.

### Recopilación de información

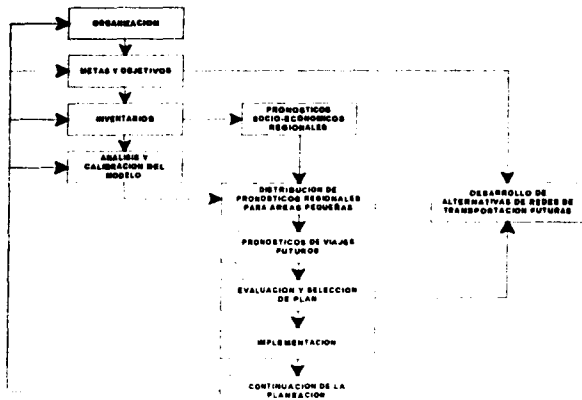
La información que se requiere conocer como base para una exitosa planeación es la siguiente:

- Plano donde muestre la retícula vial de la zona a estudiarse.
- Plano regulador de la población en donde se indiquen los diferentes usos del suelo y perspectivas de desarrollo.
- Inventario físico de las vialidades existentes que indique ancho de pavimento, de banquetas y si hay construcciones u obstáculos colocados dentro del derecho de vía o aledaños a las vialidades.
- Registro operacional de las vialidades de un sentido o de ambos sentidos de circulación, si existe o no estacionamiento en uno o ambos lados de las vialidades, tipo de estacionamiento, tipo de parada con las cuales se riga el transporte público si es a mitad de la cuadra o en las esquinas.
- Inventario físico de las diferentes líneas de transporte registrando las rutas en un plano de la población.
- Número de líneas y unidades que tiene cada ruta, frecuencia con la que circula cada unidad, longitudes de recorrido, horario de servicio, capacidad técnica de los operadores.
- Estudios de origen y destino para conocer las demandas de viaje presentes y futuras.
- Investigación de tiempos de recorrido y demoras con el objeto de conocer el grado de fluidez vehicular que tienen tanto el transporte público como el privado.

### Proceso de la planeación

Consiste en una serie de pasos todos dependientes entre sí los cuales pueden ser divididos como se muestra en el siguiente diagrama, en él se ilustran las diferentes actividades que deben ser desarrolladas para una planeación racional.

## PROCESO DE LA PLANEACION VIAL EN LA TRANSPORTACION URBANA



### Organización

Este es el primer paso en la planeación del transporte urbano, la organización debe encuadrar el marco de trabajo dentro del cual se formularán todas las decisiones de tipo normativo tomando en cuenta la participación de los ciudadanos involucrados y los técnicos capacitados para realizar el estudio. La planeación del transporte es un proceso dinámico y por lo tanto deberá continuamente desarrollarse y evaluar los planes que satisfagan al país, al estado o los municipios que lo requieran; la participación conjunta del gobierno y ciudadanos asesorados por especialistas en transporte, serán claves en la identificación de metas y objetivos que se pretenden cumplir para satisfacer las necesidades de los pobladores.

### Metas y objetivos

El equipo de trabajo designado para la organización especificará las metas y los objetivos que deberán cumplirse al máximo mediante diferentes alternativas de solución a la planeación del transporte, éstas pueden ser:

- Conservación del entorno ecológico.
- Optimización de tiempo en el transporte de personas y cosas, etc.

Sin embargo estos objetivos son sumamente amplios es necesario analizarlos de manera más específica:

- Reducir el tiempo y costo de viaje.
- Proporcionar una capacidad del sistema vial acorde a la demanda.
- Seguridad, comodidad y confiabilidad del sistema vial.
- Fomento de disposiciones deseables del uso de suelo y de los sistemas de transporte.
- Fomentar la integración de la comunidad.
- Minimización de la contaminación ambiental.

Todas estas finalidades tienen la ventaja de que son características posibles de ser medidas y por lo tanto son fáciles de comparar con los diferentes planes alternos; la tabla 1.1 resume las unidades de medición de cada uno de los objetivos mencionados, los cuales se conocen como objetivos operacionales.

OBJETIVOS	UNIDADES DE MEDICION
MINIMIZACION DEL TIEMPO DE VIAJE	HORAS
MINIMIZACION DEL COSTO DEL VIAJE	PESOS
CAPACIDAD DEL SISTEMA ACORDE A LA DEMANDA	RELACION VOLUMEN - CAPACIDAD (V/C)
SEGURIDAD	NUMERO DE ACCIDENTES
CONFIABILIDAD	VARIACION DEL TIEMPO DE VIAJE DURANTE LAS HORAS PICO
DISTRIBUCION EQUILIBRADA DE ACCESIBILIDAD A CENTROS	NUMERO DE EMPLEOS, AREAS COMERCIALES, HOSPITALES, ESCUELAS, ETC
INTEGRACION A LA COMUNIDAD	NUMERO DE VIVIENDAS O PERSONAS INCLUYENDO EL VALOR DE LAS VIVIENDAS VACIAS
MINIMIZACION DE CANCELACION DE NEGOCIOS	NUMERO DE NEGOCIOS REMOVIDOS INCLUYENDO EL VALOR DE ELLOS
MINIMIZACION DE LA CONTAMINACION DEL AIRE	CANTIDAD DE CONTAMINANTES POR KILOMETRO DE RUTA COMO UNA FUNCION DE LA VELOCIDAD, VOLUMEN Y COMPOSICION VEHICULAR
MINIMIZACION DE LOS NIVELES DE RUIDO	DECIBELLS
MINIMIZACION DE LOS COSTOS DE CONSTRUCCION	PESOS POR KILOMETRO

### PROYECTO GEOMETRICO

En ésta fase de la ingeniería de tránsito los estudios realizados se centran en el diseño físico de la vialidad; en el proyecto geométrico de una vialidad se estudian y diseñan los aspectos que intervienen directamente en la seguridad y confort de los usuarios, estos son:

- El alineamiento vertical.
- El alineamiento horizontal.
- Los elementos de la sección transversal.
- Determinación de la distancia de visibilidad tanto de parada como de rebase.
- El diseño más adecuado de las intersecciones.

#### Consideraciones para el proyecto geométrico

Los factores principales que intervienen en las características geométricas de la vialidad, a fin de que se brinde seguridad, eficiencia y economía al usuario, son: volúmenes de tránsito, composición vehicular y velocidad. La realización del proyecto geométrico de una vialidad requiere de las consideraciones siguientes:

- El proyecto geométrico se realiza en base a los volúmenes de tránsito que se estime se presenten en su vida útil, y de la composición vehicular que albergue la vialidad.
- Los diferentes elementos que integren el proyecto deben proporcionar confianza al usuario.
- Se pretende que no presenten cambios bruscos en su alineamiento horizontal y vertical.
- Debe incluir dentro de los elementos visibles de la vialidad los dispositivos de control necesarios para regular el tránsito, tales como, semáforos, señalamiento vertical, marcas sobre el pavimento, iluminación adecuada etc.
- Deberá realizarse un estudio económico que muestre las diferentes alternativas para elegir la más óptima, tanto en su costo inicial como en su mantenimiento.

Además de las consideraciones anteriores las cuales son puramente técnicas, para que la construcción del proyecto sea aprobada por las autoridades ecológicas, es requerido el cumplimiento del reglamento donde se determine que la realización del proyecto no afecta el entorno ecológico, y en el mejor de los casos el proyecto aportará una estancia agradable tanto para el usuario como para los residentes que se encuentran a lo largo de su trayectoria.

Las características geométricas de las vialidades son diferentes de acuerdo al propósito para el que fueron proyectadas, habrá vialidades que sirvan como comunicación rápida entre puntos distantes del área urbana y otras que en cambio servirán para movimientos puramente locales; por tal motivo se clasifican en cuatro tipos:

- Autopistas urbanas: las cuales proporcionarán un rápido y eficiente flujo vehicular entre distintos puntos de la ciudad, estas vialidades tienen la particularidad de ser de acceso controlado
- Vialidades principales: son las que dan servicio entre sectores de la ciudad y aunque proporcionan acceso directo a propiedades, requieren de ciertas normas de control de acceso y de uso del área adyacente a las guarniciones.
- Calles colectoras: son de características geométricas más pobres que las dos anteriores y permiten la comunicación entre las arterias principales y las locales; presentan la peculiaridad de tener acceso a las propiedades.
- Calles locales: tienen la cualidad de servir en áreas privadas o locales, son de acceso directo a las propiedades, sus características y especificaciones son menos estrictas.

La sección transversal de la vialidad está compuesta por diferentes elementos que conjuntamente forman el derecho de vía, estos elementos son entre otros: la superficie de rodamiento, pendiente transversal, y número de carriles por sentido del tránsito. La vialidad contará con elementos adyacentes a su superficie de rodamiento como son: los acotamientos, banquetas, guarniciones, cunetas, las líneas separadoras centrales o laterales, etc.

#### **Elementos básicos de proyecto en una vialidad**

- Los volúmenes de tránsito.
- La composición vehicular (transporte ligero y transporte pesado).
- La velocidad de proyecto.
- El control de accesos.

Estos datos permiten decidir cuando una vialidad debe ser de características geométricas muy rígidas por los fuertes volúmenes vehiculares que se esperan, por altas velocidades de operación, o en su defecto, en qué circunstancias la vialidad debe ser de menor importancia debido a que no justifican cualquiera de los elementos enunciados una mayor inversión. Naturalmente que existen otros elementos que influyen en el proyecto de una vialidad, la topografía de la zona, características físicas y económicas que se reflejan en problemas de consideración

#### ● **Volúmenes de tránsito**

Los estudios de volúmenes de tránsito se realizan siempre que se desea conocer el total de vehículos que pasan por un punto dado de la vialidad, éstos estudios varían desde los muy amplios necesarios para proyectos de autopistas federales hasta recuentos en lugares específicos de vialidades metropolitanas tales como puentes, túneles o intersecciones semaforizadas. Las razones para efectuar los recuentos son variadas tratando de satisfacer las necesidades de la población, por lo tanto los aforos se realizan:

- **Para determinar el volumen y la composición vehicular en un sistema vial.**
- **Para determinar el número de vehículos que viajan en cierta zona durante las horas de máxima demanda.**
- **Para servir como base en la clasificación de vialidades.**
- **Como datos útiles para la planeación de rutas y determinación de proyectos geométricos.**
- **Para elaborar programas de conservación de las vialidades así como la determinación de las prioridades de construcción de nuevas vialidades.**
- **Para proyectar sistemas de control del tránsito.**
- **Para realizar proyecciones del crecimiento vehicular a futuro.**

Los estudios de volúmenes de tránsito son elemento principal para la elaboración de un proyecto vial adecuado, se requiere de información presente y tendencias de expansión vehicular para obtener los volúmenes futuros; el volumen diario promedio anual (VDPA) proporciona resultados útiles en estudios presentes y futuros, para efectos de diseño el volumen horario de proyecto (VHP) aporta las bases para determinar las características geométricas que deberá tener el proyecto vial en estudio.

El proyecto de una vialidad se soporta en el volumen máximo registrado en un sentido de circulación de la vialidad a una hora determinada del día, por ejemplo en la mañana y cuyo valor existiera en el otro sentido de la vialidad durante la tarde, es por ello que las características geométricas que arroja el volumen horario de proyecto en un sentido de la vialidad son consideradas para el otro sentido de circulación. Lo anterior implica que obtenido el volumen diario promedio anual (en ambos sentidos de la vialidad) estimado para la vida útil de la vialidad y convertido a volumen horario, se afecte este total por un factor llamado *factor de distribución direccional*, el cual estará expresado como el mayor porcentaje que se presente en ambos sentidos del tránsito con relación al volumen total por hora durante las 24 horas del día. La distribución direccional se acostumbra indicarla **55-45**, por ejemplo, entendiéndose como tal que en un sentido de circulación existe el 55% del volumen total quedando para el otro sentido el 45%, en este ejemplo el valor 55% afectaría al volumen horario en ambos sentidos.

Estos volúmenes se expresan generalmente como tránsito mixto, es decir incluyendo tanto automóviles como autobuses y camiones, y para efectos de proyecto sobre todo en tramos con pendiente, es necesario convertirlos a tránsito ligero equivalente, entendiéndose como tal un volumen que representa a todos los vehículos. Este tránsito será diferente al real debido a que los vehículos pesados tendrán una equivalencia en automóviles de acuerdo a sus características de operación y a las características topográficas de la vialidad.

Los métodos más comunes para realizar los aforos vehiculares en una vialidad son:

- Recuentos manuales
- Detectores neumáticos
- Detector de contacto eléctrico
- Detector fotoeléctrico
- Del automóvil en movimiento

### **Recuentos manuales**

El recuento manual es un método para obtener los volúmenes de tránsito empleando personal de campo conocido como aforadores de tránsito, los aforos manuales se realizan cuando la información deseada no puede ser obtenida mediante el uso de dispositivos mecánicos; el método manual permite conocer el volumen, el tipo, número de ocupantes y características de movimientos direccionales como: incorporaciones, desincorporaciones y vueltas realizados por los vehículos; además de los movimientos peatonales dentro la zona en estudio.



Este tipo de recuento es necesario realizarlo si el periodo de tiempo es corto, cuando condiciones climáticas adversas interfieren con el uso de equipo automático; entre las ventajas de los recuentos manuales están su mayor exactitud en los datos obtenidos simplificando el trabajo de gabinete, sin embargo los costos en la obtención de datos se incrementa al emplear demasiado personal de campo. Los recuentos manuales pueden variar desde 5 minutos a 24 h. de duración, los de 24 h. son realizados generalmente en tres turnos de ocho horas.

La mayor parte de los aforos de tránsito son realizados a través del uso de dispositivos mecánicos, se cuenta con un dispositivo apropiado para cada clase de vialidad, situación del tránsito o condiciones del medio ambiente. Generalmente un dispositivo mecánico cumple dos funciones, detectar el tránsito y realizar un acopio de datos, la potencia útil enviada a través del detector es un impulso eléctrico, este impulso es a su vez amplificado o enviado directamente a un registrador acumulativo localizado en la estación de aforo; ésta información captada como impulsos eléctricos es enviada a la central destinada para su almacenamiento para posteriormente ser utilizada en el trabajo de gabinete.

#### **Detectores neumáticos**

Este dispositivo consta de un tubo flexible fijo al pavimento formando un ángulo recto con relación a la trayectoria de los vehículos, uno de sus extremos está cerrado y el otro extremo está conectado a un interruptor que se acciona bajo presión, al pasar las ruedas de un vehículo sobre el tubo desplazan un volumen de aire de tal modo que se genera presión en el interruptor, esta presión mueve los contactos del interruptor cerrando un circuito eléctrico y accionando el registrador. El margen de error en los datos obtenidos es de  $\pm 5\%$ , dependiendo del número de camiones de tres o más ejes que circulen por la vialidad y del volumen de tránsito registrado durante el periodo de aforo. El dispositivo tiene un bajo costo inicial y es fácil de instalar y de conservar, es vulnerable a muchos riesgos del tránsito como llantas con cadenas, barredoras de calles, arados para nieve, cadenas de arrastre, frenadas de vehículos; en algunas ocasiones puede afectarse la exactitud del registro debido al acumulamiento de nieve en la vialidad o por congelamiento de la superficie de rodamiento. Una de sus mayores desventajas es la imposibilidad para detectar los vehículos de cada carril por separado.

#### **Detector de contacto eléctrico**

El detector de contacto usado en instalaciones permanentes consiste de una placa de acero cubierta por una capa de hule vulcanizado y moldeado que contiene una tira de acero flexible, el espacio formado entre los dos contactos es llenado con gas inerte y seco durante el montaje del pedal y sellado como una unidad durante el proceso de vulcanización. Al pasar cada eje de un vehículo sobre este dispositivo se cierra un circuito eléctrico registrando el paso del vehículo, con este tipo de detector es posible realizar recuentos de vehículos por carril.

#### **Detector fotoeléctrico**

El registro de objetos por medio de equipo fotoeléctrico se efectúa cuando un vehículo pasa a través de una fuente de luz y una fotocelda (dispositivo capaz de distinguir entre una luz o la falta de la misma), varios tipos de contadores eléctricos de tránsito pueden ser conectados a la fotocelda y activados por sus circuitos; la detección fotoeléctrica no es conveniente para recuento de dos o más carriles, cuando se sabe de antemano que los volúmenes serán mayores a mil vehículos por hora.

#### **Método del automóvil en movimiento**

Hace varios años se propuso por primera vez en Inglaterra una técnica para determinar el volumen y la velocidad del tránsito al mismo tiempo, esto es conocido como el método del "automóvil en movimiento", consiste en viajar a lo largo de la vialidad en estudio en un vehículo con un operador y un observador; mientras el vehículo recorre el tramo en estudio el observador registra los vehículos que transitan en sentido opuesto y que son encontrados por el vehículo, así mismo toma nota de los vehículos que lo rebasan y de los que él rebasa; éstas observaciones son la base para la estimación del volumen de tránsito en el tramo de vialidad en estudio.

La técnica fundamental del método del automóvil en movimiento requiere que el vehículo de prueba recorra de un lado a otro la zona en estudio un determinado número de veces. El Comité Nacional de Transporte Urbano recomienda que en las vialidades principales de la ciudad la duración del estudio sea de 20 minutos por cada kilómetro recorrido y en las calles secundarias 6 minutos por cada kilómetro; en vialidades con varios carriles es recomendable ir usándolos alternadamente. Haciendo uso de los datos reunidos puede determinarse el volumen de tránsito por hora en una dirección de la vialidad en estudio, por medio de la siguiente fórmula:

$$V_H = \frac{60[M_c + (R - A)_{ms}]}{T_c + T_{ms}}$$

en donde:

$V_H$  = volumen de tránsito en una hora y en una dirección.

$M_c$  = número de vehículos encontrados mientras se circula en sentido contrario al flujo que se está estudiando.

$(R - A)_{ms}$  = número de vehículos que lo rebasan, menos el número de vehículos alcanzados mientras se circula en el mismo sentido del flujo en estudio.

$T_c$  = tiempo o duración del viaje (en minutos) circulando en sentido contrario al flujo en estudio.

$T_{ms}$  = tiempo o duración del viaje (en minutos) circulando en el sentido del flujo en estudio.

60 = constante (minutos/hora).

#### ● Composición vehicular

Describe la proporción de los diferentes tipos de vehículos que integran el volumen total mixto (automóviles, autobuses y camiones); es importante el conocimiento de la composición vehicular puesto que a partir de los porcentajes que se registren de transporte pesado en el flujo vehicular mixto, podrá ser calculado el volumen de vehículos ligeros equivalentes.

#### ● Velocidad de proyecto

Es un elemento primario en la elaboración de un proyecto, en el que conjuntamente con el volumen horario de proyecto y el porcentaje de transporte pesado servirán para determinar el tipo de operación y las velocidades que serán esperadas en la vialidad; para determinar la velocidad de proyecto es necesario realizar un estudio de las velocidades alcanzadas por los vehículos en la vialidad, para obtener resultados confiables se abordará el estudio en dos categorías generales:

- Estudios de velocidad de punto
- Estudios de tiempos de recorrido.

#### Estudios de velocidad de punto

Los estudios de velocidad de punto diagnostican la necesidad de colocar diversos dispositivos para el control de tránsito, tales como señales preventivas, señales restrictivas de velocidad y zonificación de la velocidad; los estudios de velocidad se relacionan directamente a detalles del proyecto, accidentes y otras características operacionales.

En los estudios de velocidad de punto se registra la distribución de velocidades en una distancia corta es decir las velocidades instantáneas, los datos no deben usarse como datos de los estudios de tiempos de recorrido ya que en estos se requiere de velocidades promedio sobre tramos largos. Los estudios de velocidad de punto tienen por objeto medir la distribución de velocidades de los vehículos en un tramo de vialidad de longitud relativamente corta, los resultados se expresan normalmente como velocidades promedio empleando la siguiente expresión.

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n}$$

en donde:

$\bar{X}$  = velocidad promedio (km/h.)

$\sum X$  = suma de las velocidades observadas (km/h.)

$n$  = número de observaciones

### Dónde hacer el estudio

La ubicación del sitio a estudio depende, hasta cierto punto, del tipo de equipo utilizado. Los estudios de velocidad usualmente se llevan a cabo en los siguientes lugares:

- En intersecciones y otros puntos que registran alta frecuencia de accidentes.
- En puntos donde se propone la instalación de semáforos y señales de alto.
- En todas las arterias principales.
- En puntos representativos escogidos <sup>para</sup> el estudio de datos básicos.

Si las velocidades se obtienen con cronómetro es necesario que la sección de la vialidad en estudio se encuentre en tangente, es también conveniente planear el estudio de manera que el observador pueda ver los vehículos que se aproximan, sin ser visto por los conductores.

### Horas y duración del estudio

Es recomendable realizar el estudio durante las horas de máxima demanda considerando tres periodos:

- Una hora entre las 9:00 y las 12:00 horas.
- Una hora entre las 15:00 y las 18:00 horas.
- Una hora entre las 20:00 y las 22:00 horas

La muestra obtenida dentro de las horas que se identifiquen como de máxima demanda vehicular no deberá ser menor de 50 vehículos, la determinación de la longitud del tramo de vialidad en estudio debe ser de tal manera que permita rápidamente convertir los tiempos registrados a velocidades en kilómetros por hora, por tal motivo para velocidades de operación comprendidas entre 30 km/h. y 100 km/h., se recomienda una longitud de tramo de estudio de 25 o 50 metros, excepcionalmente pueden ser empleadas longitudes de 100 m. donde se registren velocidades muy altas o cuando alguna característica especial de la vialidad lo requiera. La longitud del tramo debe ser de tal manera que el tiempo mínimo registrado sea de 1.5 seg. y que el tiempo promedio sea de 2.0 a 2.5 seg., las mediciones se realizan en condiciones climáticas favorables y bajo condiciones normales del tránsito.

Los métodos más comunes para determinar la velocidad alcanzada por los vehículos en las vialidades son:

- Empleando una distancia fija marcada sobre el pavimento
- Empleando el dispositivo conocido como enoscopio
- Empleando dispositivos mecánicos y eléctricos (tubos neumáticos y radarmetro respectivamente)
- Empleando equipo fotografico

#### Empleando una distancia fija marcada sobre el pavimento

Es uno de los métodos más simples y consiste básicamente en marcar sobre el pavimento los puntos de inicio y término del tramo de vialidad en estudio, el observador toma el tiempo que tarda el vehículo en recorrer del punto inicial al punto final del tramo, la ventaja que presenta este método es que no son necesarias instalaciones y el observador puede pasar inadvertido para el conductor, obteniendo así una muestra más representativa de las condiciones reales del tránsito. El método presenta imprecisión en los datos obtenidos generados por el error que se comete por paralelaje debido a la posición del observador, además el estudio tendría que ser hecho por una misma persona para evitar variación en los tiempos de reacción que lógicamente tendrían otros observadores, por lo cual el método no es recomendable para estudios en donde se requiere de cierta precisión.

#### Mediante empleo de enoscopio

El enoscopio es un dispositivo en forma de escuadra (fig. 1.1, abierta en ambos extremos, con un espejo colocado en su interior a 45° sobre las dos caras extremas de la escuadra, se coloca en el punto inicial del tramo en estudio de tal forma que una de las caras descubiertas quede perpendicular a la trayectoria del vehículo, al pasar el vehículo por dicho punto el enoscopio desvía la línea visual del observador, en ese momento el observador inicia a contabilizar el tiempo que tarda el vehículo en pasar por el punto final del tramo donde se encuentra el observador. Al igual que en el método anterior se tiene el inconveniente de errores debido al paralelaje del espejo, pero el error es menor que si el observador realizara el estudio sin la ayuda del enoscopio, con el apoyo de equipo elemental y económico además del enoscopio proporcionan resultados más confiables.

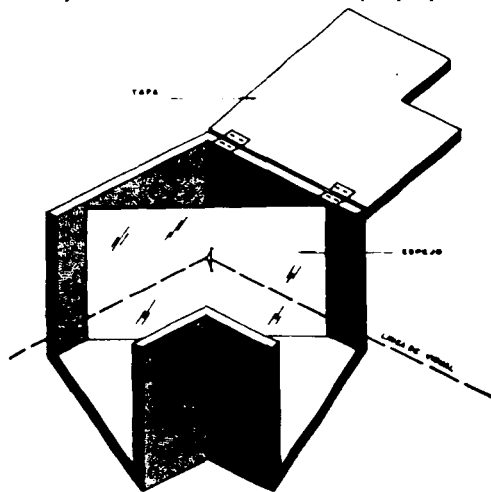
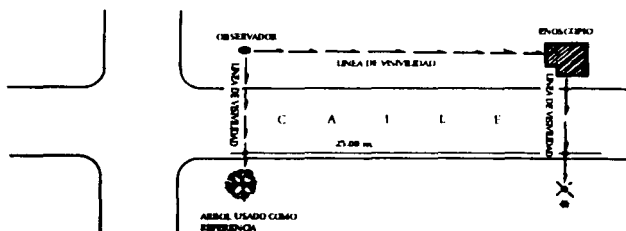
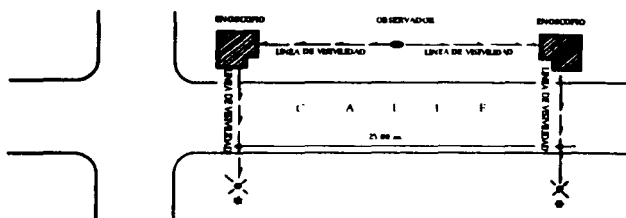


Fig. 1.1 ENOSCOPIO

En este método pueden ser usados uno o dos enoscopios, en el caso de usar un enoscopio el observador se coloca en el extremo final de la sección en estudio y el enoscopio en el extremo inicial; si son usados dos enoscopios el procedimiento es similar, solo que en este caso el observador podrá situarse entre los dos dispositivos y registrar el tiempo que tarda el vehículo en pasar por los dos enoscopios fig. 1.2, éste método es aplicable en arterias con bajos volúmenes de tránsito.



#### ESTUDIO DE VELOCIDAD CON EL USO DE DOS ENOSCOPIOS



NOTA: PARA ESTUDIOS NOCTURNOS SE REQUIERE DE UNA LINTERA EN EL PUNTO MARCANDO CON \*

Fig. 1.2 ESTUDIO DE VELOCIDAD CON EL USO DE UN ENOSCOPIO

### Equipo especial

Existen dispositivos eléctricos y mecánicos que pueden ser empleados para efectuar observaciones de las velocidades de los vehículos, con excepción del radarmetro, todos los dispositivos miden el tiempo que requiere el vehículo para recorrer un determinado tramo; éstos dispositivos presentan mayor precisión en sus registros, con un análisis detallado de la posición del equipo podría pasar inadvertido por los conductores provocando que no disminuyan sus velocidades por debajo de lo normal.

### Medidores de tubos neumáticos

Estos tubos medidores son colocados en el pavimento a las distancias establecidas y al pasar los vehículos por el primer tubo emiten un impulso que hace accionar el mecanismo que contabiliza el tiempo acción que termina al pasar el vehículo por el segundo tubo, registrando así el tiempo que requirió el vehículo en recorrer la distancia entre los dos tubos; el tiempo es registrado por medio de una pluma gráfica múltiple o es indicado con un cronómetro con medidor de lecturas.

El equipo que se ha utilizado por su confiabilidad en los parámetros vehiculares es el detector múltiple de parámetros, permite conocer la velocidad, volumen, espaciamiento entre vehículos tanto en distancia como en tiempo, longitud del vehículo y cambios de carril de circulación; éste equipo es usado conjuntamente con una computadora. Un oscilador de cristal es conectado a extremos de alambres colocados bajo la superficie del pavimento para formar una inductancia, cuando la parte frontal de un vehículo pasa sobre el área inducida produce un cambio de fase en el voltaje sobre el área y una resistencia es activada; al terminar de pasar el vehículo por dicha área deja de establecerse el contacto.

El tiempo que está cerrado el circuito varía directamente con la longitud del vehículo e inversamente a su velocidad, pero ni la velocidad, ni la longitud del vehículo pueden ser determinadas independientemente usando sólo un detector, considerando una longitud promedio de vehículo la velocidad se obtiene dividiendo la longitud entre el tiempo en que se activo el circuito; para conocer las dos últimas características se requieren dos detectores.

#### **Radarmetro**

Un radarmetro indica directamente la velocidad del vehículo por medio del principio "Doppler" aplicado a las ondas de radio. Las ondas de radio transmitidas por la unidad son reflejadas por el vehículo a diferente frecuencia hasta un receptor con tacómetro, este cambio de frecuencia es proporcional a la velocidad, la cual es leída directamente en una caratula incorporada al equipo de registro.

#### **Métodos Fotográficos**

Existen técnicas fotográficas que permiten conocer la velocidad alcanzada por los vehículos pero su utilización es costosa y solo se emplean para estudios de investigación.

#### **● Control de accesos**

El análisis del control de accesos determina la restricción o libertad de movimientos en la vialidad generada por las interferencias, los resultados obtenidos condicionan el diseño de los diferentes elementos con los que deberá de contar la vialidad en su trayectoria (rampas de entrada y salida, vueltas derechas o pasos a desnivel) para un mejor flujo vehicular; este control de accesos puede ser nulo parcial o total según la importancia de la vialidad.

#### **Elementos de la sección transversal de la vialidad**

Los elementos que componen la sección transversal de una vialidad dependerá del uso que se le de, y el uso también esta condicionado a las necesidades imperantes en el momento de realizarse el proyecto; las vialidades que soportan grandes flujos vehiculares necesariamente deberán tener características tales como: mayor número de carriles, pendientes y curvas más suaves, etc., no así las vialidades donde el flujo vehicular es menor y las velocidades de proyecto son más bajas.

## **ESTUDIOS DE LAS CARACTERISTICAS DEL TRANSITO**

### **Estudios de tiempo de recorrido**

Los estudios de tiempo de recorrido son mucho más flexibles en cuanto a la organización de los datos y a la presentación de los resultados dependiendo del propósito del estudio. Los estudios con respecto al tiempo de recorrido, al congestionamiento de las vialidades y a los de velocidad a lo largo de ellas son similares debido a que las velocidades se determinan en una sección relativamente larga de la vialidad expresándose en términos de velocidad promedio.

$$X = \frac{dn}{0.277 \sum t}$$

en donde:

$X$  = velocidad promedio (km/h.)

$d$  = longitud de recorrido (metros)

$n$  = número de observaciones

0.277 = factor de conversión (de m/s a km/h.)

$\Sigma t$  = suma de los tiempos de recorrido observados (s.)

Los métodos más comunes en estudios de tiempo de recorrido son:

- El método de placas
- El método del vehículo de prueba

El primero es particularmente efectivo para registrar el tiempo de recorrido en un flujo vehicular que presenta pocos movimientos direccionales (vuelta, incorporaciones o desincorporaciones) dentro del tramo en estudio, su función es determinar la velocidad promedio sobre toda la ruta. El segundo método nos permite registrar la ubicación de cada demora y cronometrar el tiempo real que se perdió en el recorrido de la vialidad.

Estos estudios son costosos ya que requieren de tiempo empleado en varios recorridos para que los datos estadísticos a utilizar sean confiables, los resultados del estudio nos proporcionan un panorama claro de la efectividad de los dispositivos con los que cuenta la vialidad para el control vehicular, los resultados son fundamentales en la determinación de los niveles de servicio de la vialidad en estudio, se emplean para proyectar una mejor distribución del tránsito en las vialidades o en los programas de mejoramiento vehicular.

El tiempo y la duración del estudio son determinados de acuerdo con la aplicación deseada, si se requiere disminuir el congestionamiento en una vialidad, es precisamente durante ese periodo cuando se debe realizar el estudio, si es usado como un estudio básico de planeación las observaciones deberán hacerse como sigue:

1 hora entre las 7:00 y las 9:00 h.

1 hora entre las 10:00 y las 14:00 h.

1 hora entre las 16:00 y las 18:00 h.

1 hora entre las 20:00 y las 22:00 h.

El estudio realizado en los horarios anteriores garantiza obtener registros del máximo flujo vehicular en la mañana, del flujo del medio día fuera de la demanda máxima, del flujo máximo en la tarde y del flujo de la tarde fuera del máximo, estos registros deben realizarse bajo condiciones normales del tránsito y del clima; las observaciones bajo condiciones adversas del clima se hacen cuando se desea obtener información sobre la operación vehicular en esas condiciones.

#### Método de placas

El tramo de vialidad que se eligió para el estudio de ser posible no debe presentar intersecciones importantes, si el tramo en estudio tiene intersecciones intermedias deben anotarse el mayor número de placas para obtener un muestreo (placas observadas al pasar por ambos extremos del tramo) más completo que le permita ser más confiable. Al empezar el registro se debe indicar en la hoja de campo el día, fecha, lugar, dirección del tránsito, así como el nombre del observador y cualquier otro dato que se solicite para fines de identificación; en la obtención de los datos el observador registra el número de placa, el tipo de vehículo y la lectura del cronómetro. Los datos (número de placa, tipo de vehículo y tiempo) representativos para realizar el trabajo de gabinete son todos los que se encuentran registrados en el punto de inicio del tramo y que aparecen en el registro realizado en el punto final del tramo.

Para convertir tiempos transcurridos a velocidades, puede usarse cualquiera de las siguientes fórmulas:

$$X = \frac{d}{0.277 t}$$

en donde:

**X** = velocidad del vehículo (km./h.).

**d** = longitud del tramo (m.).

**0.277** = factor de conversión (m./seg. a km./h.).

**t** = tiempo transcurrido (seg.).

$$X = \frac{60 d}{t}$$

en donde:

**X** = velocidad (km./h.)

**60** = factor de conversión (min./h.)

**d** = longitud del tramo (km.).

**t** = tiempo transcurrido (min.).

### Método del vehículo de prueba

En estudios de Ingeniería de tránsito enfocados a las vialidades el método más flexible o adaptable y uno de los más usados ampliamente es el del vehículo de prueba, se obtienen datos confiables de tiempo de recorrido, velocidad a lo largo de una ruta, congestiónamiento de una ruta o datos sobre velocidades y demoras. Los estudios de congestiónamientos en vialidades principales, usualmente incluyen la determinación de la hora de máxima demanda así como de los tiempos de recorrido y velocidades en horarios fuera de la hora de máxima demanda. Los periodos de tránsito vehicular máximo (normalmente son de 7:00 a 8:15 h. y de 16:00 a 17:30 h.) deben determinarse antes de iniciar los estudios de tiempo de recorrido, es importante hacer recorridos durante los periodos de máxima demanda en los que se registran los mayores flujos vehiculares.

### Aplicaciones

Al analizar las hojas de resumen de todas las rutas el grado relativo de congestiónamiento de cada una deberá ser aparente, al ser medido por el número de segundos en que estuvo detenido, la velocidad promedio y el número de veces que redujo la velocidad, en promedio; cuando el congestiónamiento es serio la solución del problema será evidente al examinar la serie de causas que originaron la demora, aquellos lugares con demoras particularmente serias indicarán dónde deben llevarse a cabo las adecuaciones a la vialidad.

Las causas típicas de demoras excesivas incluyen las siguientes:

1. Control inadecuado del tránsito en las intersecciones pudiendo ser escaso o excesivo.
2. Ineficacia de los semáforos por falta de servicio, obstrucción a la vista del conductor o diseño impropio.
3. Programación inadecuada de semáforos.
4. Vehículos estacionados obstruyendo el tránsito.
5. Vueltas izquierdas o derechas que obstruyen el tránsito.
6. Cuando el aforo peatonal es demasiado que interfiere con la reanudación de la circulación después de activado el siga.
7. Insuficiencia en la capacidad de la vialidad.



Este estudio es útil para determinar ubicaciones y velocidades apropiadas para zonificación de velocidad, es recomendable anotar el tiempo transcurrido, medido desde el comienzo del tramo, conforme se pasa por ciertas intersecciones, lo cual permitirá analizar las velocidades promedio para diferentes tramos de la ruta.

### Estudios de Origen y Destino

Los estudios de origen y destino permiten conocer el comportamiento del movimiento de personas y cosas dentro de un área en particular, son un valioso instrumento para la detección de necesidades, ya que proporcionan origen y destino de los viajes hechos durante un día característico; además suministran información tal como la hora en que son realizados los viajes y el modo como son hechos. Estudios más completos contienen información adicional como propósito de los viajes, estratos sociales y económicos de los viajeros etc. La magnitud de estas investigaciones dependerá de las finalidades que sean perseguidas y podrán variar desde un simple muestreo de orígenes y destinos de vehículos que usan una intersección hasta estudios integrados para ser usados en la planeación de los sistemas de transporte de una población. La información obtenida en estudios de origen y destino permiten al ingeniero de tránsito estar en posibilidades de determinar lo siguiente:

- Demanda de viajes en las redes de transporte existentes o futuras.
- Requerimientos de estacionamientos.
- Establecimiento de diferentes modos de transporte.
- Puntos idóneos para la ubicación de terminales o zonas de transferencia.
- Construcción de libramientos.
- Localización y proyecto de nuevas arterias.
- Vías o arterias exclusivas para tránsito carretero y comercial.
- Cambios de rutas del transporte o implantación de carriles exclusivos para el transporte colectivo.
- Sistema prioritario de construcción.
- Programación de mejoramiento a arterias existentes.

Los métodos más comunes para conocer los orígenes y destinos de los usuarios de las vialidades son:

- Entrevista domiciliaria
- Entrevista por medio del teléfono
- Entrevista en el trayecto de la vialidad
- Por medio de los números de placa
- Empleando técnicas fotográficas

#### Entrevista domiciliaria

Este método reporta la mayor cantidad de datos confiables teniendo el inconveniente de ser costoso debido a que se requiere de gran consumo de tiempo y de bastante personal para realizar las encuestas, consiste básicamente en seleccionar al azar una muestra representativa de viviendas, en las cuales deberán realizarse entrevistas personales para obtener las características de los viajes de todos los integrantes de la familia; éste método permite conocer la estructura socio-económica de los habitantes cuyos datos son muy útiles para efectos de proyecto, se requiere proporcionar información previa a los pobladores de la zona en estudio explicando la razón de la entrevistas evitando desconianza de su parte al momento de llevar a cabo la entrevista. La entrevista se fundamenta en las características relativas a los viajes presentados el día anterior, en zonas densamente pobladas el tiempo promedio por entrevistas es de una hora incluyendo el de espera y traslado de una vivienda a otra.

### **Método del teléfono**

Este método es una variante de la entrevista domiciliaria empleando como medio el teléfono, para éste fin se seleccionará una muestra del directorio telefónico; como las entrevistas son realizadas sólo en viviendas que tienen teléfono no se tiene la misma confiabilidad en los resultados con respecto al método anterior, la muestra no es representativa del estrato socio-económico de la zona. El método consiste en enviar previamente información mediante carta donde se explique el motivo de la requisición, posteriormente hacer la entrevista telefónicamente; el cuestionamiento versa sobre los viajes realizados en ese día; la ventaja de este método es el bajo costo pero con la desventaja ya esbozada.

### **Método de la entrevista en el trayecto de la vialidad**

La aplicación de este método se realiza en puntos estratégicos a lo largo de las vialidades elegidas para tal fin, el personal necesario es mínimo se contará con los entrevistadores y una o dos personas para contar el total de los vehículos que circulan por la vialidad, la obtención del volumen que circula durante el tiempo del estudio es con el objeto de determinar el porcentaje de los vehículos que fueron encuestados, y así poder extrapolar la muestra para tener los valores reales. La información que se pretende identificar es la siguiente:

- Tipo de vehículo.
- Número de personas ocupantes del vehículo.
- Origen y destino del viaje.
- Propósito del viaje.
- Paradas intermedias.
- Elección de ruta.

El tiempo de entrevista debe ser corto ya que al demorar demasiado a los usuarios ocasionarían problemas a la operación vehicular, y por lo tanto sólo pueden ser obtenidas las características de los viajes, en cambio, presenta la ventaja de que es un estudio que no está sujeto a ser realizado en un solo día empleándose éste método en situaciones cuando el personal de campo es limitado.

### **Método de placas**

Es un método económico pero requiere de suficiente personal para la lectura de placas a lo largo de la ruta en estudio, consiste en colocar el personal en puntos clave de la vialidad con el fin de anotar los tres últimos dígitos de la placa, o si es necesario tomar lectura de los tres dígitos y la primera letra e identificar los vehículos en todo el tramo en estudio; además se requiere de personal para el conteo de todos los vehículos en los puntos establecidos, para determinar el porcentaje de vehículos muestreados y así poder extrapolar la muestra obteniendo resultados fidedignos del comportamiento vehicular. Se considera como destino de un vehículo en particular el lugar donde fue identificado por última vez.

Las ventajas de este método son entre otras: simplicidad en la organización de campo, la recopilación de los datos no interrumpe el flujo vehicular, obtención de datos reales origen y destino de los viajes; entre las desventajas se encuentran: dificultad para análisis de la información obtenida, el personal empleado para trabajo simultáneo es demasiado y el estudio no aporta el propósito de los viajes.

### **Método basado en técnicas fotográficas**

Las fotografías captan los movimientos vehiculares en un punto de interés de la vialidad, los cuales pueden ser representados gráficamente para ubicación de orígenes y destinos, es un método empleado en áreas reducidas ya que en áreas grandes la altura requerida para tomar las fotografías hace difícil identificar el recorrido de los vehículos.

## Selección del método apropiado

El método a emplear dependerá fundamentalmente del propósito del estudio y el tamaño de la población, las ciudades pequeñas en las que los patrones de comportamiento humano y vehicular son menos complejos, las rutas y posibles destinos son menores por lo tanto, el método más económico es el de placas; en cambio en ciudades de grandes dimensiones donde los flujos vehiculares son altos y las actividades comerciales y de negocios pueden ser concentradas en un solo núcleo, el método recomendado es el de la entrevista domiciliaria el cual se aplica a ciudades de más de 75 000 habitantes. El número de entrevistas a realizar será de tal magnitud que presente un grado de confiabilidad adecuado y dependerá del tamaño de la población o zona en estudio. La tabla 1.2, presenta el número de encuestas que deberán realizarse para el método de entrevistas domiciliarias.

TABLA 1.2 TAMAÑO DE LA MUESTRA PARA ENTREVISTAS DOMICILIARIAS

TAMAÑO DE LA POBLACION (HABITANTES)		TAMAÑO DE LA MUESTRA	
MEÑOS DE 50,000		1 POR CADA	5 VIVIENDAS ( 20 0 % )
DE 50,000 A 150,000		1 POR CADA	8 VIVIENDAS ( 12.5 % )
DE 150,000 A 300,000		1 POR CADA	10 VIVIENDAS ( 10 0 % )
DE 300,000 A 500,000		1 POR CADA	15 VIVIENDAS ( 6.7 % )
DE 500,000 A 1,000,000		1 POR CADA	20 VIVIENDAS ( 5 0 % )
MAYOR DE 1,000,000		1 POR CADA	25 VIVIENDAS ( 4 0 % )

## Estudios de capacidad vial

El estudio de capacidad vial es importante para un diseño económico y funcional de nuevas vialidades, así como en la adecuación de vialidades existentes para su mejor funcionamiento, es una medida de la efectividad de los diferentes componentes del sistema vial para que presente un aceptable flujo vehicular, en términos más simples la capacidad vial es el número máximo de vehículos por unidad de tiempo que circular en una vialidad bajo las condiciones de flujo predominantes en ella, el concepto de capacidad vial no es fácilmente entendido sin el conocimiento de varios factores tanto internos como externos que aisladamente o en combinación afectan gravemente al sistema vial.

Los factores externos que afectan la capacidad de una vialidad son:

- Ancho del carril
- Acotamientos
- Carriles auxiliares
- Pendientes y repercusión en los vehículos de carga

Los factores internos son variables con respecto al tiempo por lo que se consideran como cantidades estadísticas, éstas son:

- Variaciones en cuanto a la demanda por parte de los usuarios
- Composición vehicular que circula por la vialidad
- Porcentajes de entrecruzamiento o vueltas que se presentan en el trayecto de la vialidad

El ancho de carril menor de 3.66 m. afecta adversamente la comodidad y rendimiento del conductor generando capacidades más bajas en la vialidad, las obstrucciones a menos de 1.80 m de la orilla de un carril de tránsito tales como guarniciones, muros de contención, postes de alumbrado y defensas metálicas reducen el ancho efectivo de la vialidad. El empleo de carriles de acotamiento en las vialidades aumenta su capacidad vial al permitir a vehículos averiados estacionarse en estos espacios, evitando la interferencia al flujo vehicular.

La presencia o ausencia de acotamientos, el tipo de superficie en los acotamientos (pavimento, grava, hierba, etc.) y el ancho de los mismos deberán ser señalados durante el estudio de campo. Un carril auxiliar es una zona pavimentada adyacente a la vialidad usada para estacionamiento, alojamiento de vehículos para dar vuelta y en tramos donde la vialidad presenta pendientes fuertes es ocupado por vehículos pesados; éste carril aporta la capacidad adicional necesaria para evitar cuellos de botella en puntos críticos a lo largo del carril.

El efecto de pendientes largas muy pronunciadas sobre la capacidad de la vialidad sería mínimo sin la presencia de vehículos lentos en el flujo vehicular, los vehículos de carga con ejes dobles reducen la capacidad en términos de vehículos por hora, es necesario establecer una relación equivalente con los vehículos pequeños para obtener una imagen verdadera de la capacidad de la vialidad. El método para determinar esta relación conocido como "equivalencia en automóviles", requiere de la medición de las velocidades promedio de los automóviles y de los vehículos pesados dentro del flujo vehicular. La pendiente de la vialidad en el punto donde se produce el cuello de botella, puede ser obtenida de los planos topográficos empleando el inclinómetro o midiendo la diferencia de elevación entre dos puntos sobre la pendiente conociendo la distancia entre ambos.

Los estudios de capacidad vial determinan el nivel de servicio que la vialidad proporciona a los usuarios, los resultados obtenidos aportan las bases necesarias para conocer si la vialidad funciona conforme a lo proyectado o se requiere de la realización de adecuaciones a su geometría; los resultados obtenidos de los estudios de capacidad vial son tomados como base para proyectar volúmenes vehiculares máximos que la vialidad es capaz de encausar sin disminuir su nivel de servicio proyectado.

#### **Ubicación del estudio**

La capacidad de una vialidad no puede ser uniforme, en tramos largos su comportamiento es similar a la capacidad de una tubería de agua del mismo modo que los dobleces agudos y la corrosión en un punto de la tubería limitarán el flujo de agua en toda la tubería, así los puntos de "cuello de botella" determinan la capacidad de un tramo de la vialidad; el mayor problema para determinar la capacidad de una vialidad es localizar el punto donde se presenta "el cuello de botella", una vez identificado son analizadas las condiciones limitativas que lo hacen conflictivo para el flujo vehicular.

#### **Periodos de estudio**

Los factores externos pueden ser medidos durante la noche cuando el flujo vehicular disminuye, en tanto que los factores internos son variables y deben ser medidas durante el periodo de flujo vehicular máximo con objeto de reflejar verdaderamente las condiciones imperantes; el periodo de flujo vehicular máximo es comúnmente conocido como la hora de máxima demanda, sin embargo, el flujo vehicular dentro de la hora de máxima demanda no está uniformemente distribuido; tomando en cuenta este evento se determina la proporción del flujo para el periodo máximo dentro de la hora de máxima demanda, usualmente se usa un periodo de 15 minutos y la relación del volumen registrado en una hora de periodo máximo (o cuatro veces el volumen de los 15 minutos), es llamado el factor de hora máxima.

#### **Estudio de capacidad en intersecciones**

Una intersección a nivel es uno de los elementos más importantes en la limitación de la capacidad de una vialidad, esto se presenta con frecuencia en las vialidades metropolitanas debido a las variaciones en la forma de las intersecciones y al gran número de impedimentos que ocurren en el tránsito, la capacidad de una intersección depende de un gran número de factores algunos de los cuales son variables y reflejan la utilización real de la intersección por vehículos y peatones, mientras que otros son fijos o semifijos tales como la geometría del cruce y las características del control del tránsito. Estos factores deben ser evaluados y expresados en términos útiles.

**Los factores que intervienen en la capacidad de una intersección se pueden considerar como:**

- De condición básica
- De demanda
- De movimientos direccionales
- De control

#### **Factores de condición básica**

El establecimiento de una condición básica bajo la cual otros factores puedan ser evaluados involucra la determinación del ancho de la vialidad, tipo de operación (un solo sentido o dos sentidos) y las condiciones de estacionamiento en el acceso, la expresión usada para indicar la capacidad de una intersección es "por metro de ancho de acceso" en lugar del número o dimensión de carriles; la medida de lo ancho del acceso es desde la orilla de la acera a la línea central marcada en la vialidad, la operación en un solo sentido facilita la operación progresiva de los semáforos y normalmente mejora los movimientos de vuelta izquierda debido a la ausencia de tránsito en dirección opuesta, por éstas y otras razones un sentido o dos sentidos de operación en un acceso serán un factor condicional básico. La presencia o ausencia de estacionamientos en un acceso es también considerada una condición básica debido a su efecto pronunciado sobre la capacidad de la intersección, ambas condiciones deberá ser señalada cuando se esté haciendo el estudio de campo.

#### **Factores de demanda**

El rasgo más importante de los factores de demanda es que éstos representan características del flujo vehicular que no pueden ser cambiadas fácilmente por alteraciones en el diseño o en los elementos de control de la intersección, estos son:

- El factor de carga.
- El factor de hora máxima
- El tamaño de la población metropolitana
- El total de vehículos comerciales

*El factor de carga* es la relación entre el número de fases en verde del semáforo que son utilizadas por el tránsito durante la hora de diseño y el número total de fases verdes de ese acceso para el mismo periodo.

*El factor de hora máxima* es la relación entre el número de vehículos entrando a la intersección durante la hora de máxima demanda y cuatro veces el número de vehículos entrando a la intersección durante el periodo de 15 minutos de máximo volumen en esa hora de máxima demanda.

*El tamaño de la población metropolitana* afecta a la intersección debido al requerimiento de mejores medidas de control vehicular y peatonal en ciudades donde se ha registrado un incremento en la población, los conductores en estas ciudades están más familiarizados con condiciones de alta densidad y congestiónamiento que los conductores de ciudades pequeñas.

*El número total de vehículos comerciales* con llantas dobles reduce la capacidad de la intersección debido a las menores aceleraciones presentadas en el flujo vehicular, además estos vehículos ocupan más espacio que los vehículos ligeros, el porcentaje de vehículos comerciales (camiones y autobuses con ejes dobles) deberá ser medido durante la hora de máxima demanda.

#### **Factores de movimientos direccionales**

Los factores de movimiento de vueltas izquierda y derecha son determinados por las condiciones locales como porcentajes del volumen de tránsito que da vuelta. El volumen de acceso es registrado y sus componentes saliendo de la intersección son clasificados por categoría numérica de frente, vuelta izquierda o vuelta derecha.

**Los factores que intervienen en la capacidad de una intersección se pueden considerar como:**

- De condición básica
- De demanda
- De movimientos direccionales
- De control

#### **Factores de condición básica**

El establecimiento de una condición básica bajo la cual otros factores puedan ser evaluados involucra la determinación del ancho de la vialidad, tipo de operación (un solo sentido o dos sentidos) y las condiciones de estacionamiento en el acceso, la expresión usada para indicar la capacidad de una intersección es "por metro de ancho de acceso" en lugar del número o dimensión de carriles; la medida de lo ancho del acceso es desde la orilla de la acera a la línea central marcada en la vialidad, la operación en un solo sentido facilita la operación progresiva de los semáforos y normalmente mejora los movimientos de vuelta izquierda debido a la ausencia de tránsito en dirección opuesta, por estas y otras razones un sentido o dos sentidos de operación en un acceso seran un factor condicional básico. La presencia o ausencia de estacionamientos en un acceso es también considerada una condición básica debido a su efecto pronunciado sobre la capacidad de la intersección, ambas condiciones deberá ser señalada cuando se esté haciendo el estudio de campo.

#### **Factores de demanda**

El rasgo más importante de los factores de demanda es que éstos representan características del flujo vehicular que no pueden ser cambiadas fácilmente por alteraciones en el diseño o en los elementos de control de la intersección, estos son:

- El factor de carga.
- El factor de hora máxima
- El tamaño de la población metropolitana
- El total de vehículos comerciales

*El factor de carga* es la relación entre el número de fases en verde del semáforo que son utilizadas por el tránsito durante la hora de diseño y el número total de fases verdes de ese acceso para el mismo periodo.

*El factor de hora máxima* es la relación entre el número de vehículos entrando a la intersección durante la hora de máxima demanda y cuatro veces el número de vehículos entrando a la intersección durante el periodo de 15 minutos de máximo volumen en esa hora de máxima demanda.

*El tamaño de la población metropolitana* afecta a la intersección debido al requerimiento de mejores medidas de control vehicular y peatonal en ciudades donde se ha registrado un incremento en la población, los conductores en estas ciudades están más familiarizados con condiciones de alta densidad y congestión que los conductores de ciudades pequeñas.

*El número total de vehículos comerciales* con llantas dobles reduce la capacidad de la intersección debido a las menores aceleraciones presentadas en el flujo vehicular, además estos vehículos ocupan más espacio que los vehículos ligeros, el porcentaje de vehículos comerciales (camiones y autobuses con ejes dobles) deberá ser medido durante la hora de máxima demanda.

#### **Factores de movimientos direccionales**

Los factores de movimiento de vueltas izquierda y derecha son determinados por las condiciones locales como porcentajes del volumen de tránsito que da vuelta. El volumen de acceso es registrado y sus componentes saliendo de la intersección son clasificados por categoría numérica de frente, vuelta izquierda o vuelta derecha.

## **Factores de control**

Los factores de control toman en cuenta otras disposiciones usadas por el ingeniero de tránsito para mejorar la operación de las intersecciones; los medios para mejorar tales operaciones consideran la prohibición de vueltas, la restricción de estacionamiento, y la progresión de semáforos.

## **Estudio de capacidad en tramos de entrecruzamiento**

Los tramos de entrecruzamiento son proyectados para permitir el cruzamiento a nivel de las trayectorias de vehículos con la menor interferencia posible, la complejidad de los tramos de entrecruzamiento puede variar desde un simple carril para cambio de velocidad hasta una intersección rotatoria, la cual es en realidad una serie de secciones de entrecruzamiento. Los vehículos que usan un tramo de entrecruzamiento pueden ser clasificados dentro de dos grupos:

- Aquellos que entran pasando de largo y que dejan la sección sin cruzar la trayectoria normal de otros vehículos.
- Aquellos que deben cruzar las trayectorias normales de otros vehículos después de entrar a la sección.

El número total de vehículos que se entrecruza no puede exceder la capacidad de un carril sencillo, en general cuanto más larga es la sección de entrecruzamiento mayor será el volumen vehicular canalizado, registrando mejor libertad de movimiento vehicular.

## **Estudio de capacidad en rampas o enlaces**

La operación de rampas está asociada en su mayor parte con vialidades que presentan un control total o parcial de acceso, la incapacidad de las rampas de entrada y de salida para alojar el tránsito de esas arterias; afecta seriamente su capacidad causando congestionamientos. La capacidad de la rampa puede variar es afectada por la geometría de la propia rampa y más importante aún, por el flujo de tránsito en el carril uno (el carril del acotamiento de la obra enlazada por la rampa). Las características geométricas son importantes y deben ser medidas.

El número de maniobras de convergencia y divergencia que pueden ocurrir en las rampas de entrada o salida de cualquier vialidad depende del flujo vehicular en el carril uno, que a su vez está sujeto al volumen total registrado en la vialidad.

## **Estudios de estacionamiento**

La naturaleza del problema del estacionamiento lo constituyen fundamentalmente los vehículos y el sistema de arterias viales, por tal motivo debe existir un balance entre el proyecto y la construcción de vialidades tomando en cuenta los requerimientos y necesidades del flujo vehicular, por esto se cuestiona qué será más conveniente, si darle agilidad al flujo vehicular o proporcionar áreas disponibles para el estacionamiento de vehículos, dado que las dos interrogantes tienen la misma importancia, será necesario en primer lugar establecer tramos de arterias viales en las cuales podrá ser prohibido o permitido el estacionamiento.

Las vías principales son exclusivas para la circulación, las vías secundarias por otro lado podrán tener o no libertad de estacionamiento y por último las calles locales, en estas el flujo vehicular es menor y por lo tanto se permite el estacionamiento en las laterales de los arroyos de circulación. Para que las vías principales trabajen con la eficiencia requerida, deberá existir un proyecto congruente con los usos del suelo que limitan con la vialidad, de tal manera que no provoque molestias al usuario por no poder estacionar dentro de ésta su vehículo, o por el contrario; al no tomar en cuenta los usos del suelo se tenga la necesidad de estacionar los vehículos sobre las vialidades con el consiguiente entorpecimiento del flujo vehicular.

### **Tipos de estacionamiento**

Existen dos tipos de estacionamiento los que se encuentran en la calle los cuales pueden ser controlados por medio de parquímetros o ser gratuitos y los que se encuentran localizados fuera de la vía pública, éstos se pueden clasificar como:

- Lotes de superficie.
- Garajes.
  - a) Elevados.
  - b) Subterráneos.
  - c) Ambos.

Los garajes pueden contar con elevadores, rampas y ser de auto estacionamiento o por acomodadores.

### **Inventario de estacionamientos existentes**

La información que se pretende conocer al realizar el estudio es:

- La oferta y demanda de espacios para estacionamiento existentes.
- La permanencia de los vehículos en el estacionamiento.
- Los índices de ocupación de los estacionamientos.
- Las posibles áreas para ampliar la oferta del servicio.

Para esto se lleva a cabo un inventario físico que consistirá en anotar todos los vehículos estacionados tanto en la vialidad como fuera de ella durante el periodo que se considera con problemas vehiculares, por ejemplo de 8:00 hrs. a 20:00 hrs., éste inventario será realizado durante todo el periodo con el fin de registrar el tiempo que los vehículos están estacionados y el índice de renovación de los espacios; la capacidad, las características geométricas y programas de costos se determinan de acuerdo al tiempo de estacionamiento.

Como apoyo se realiza una entrevista para conocer el domicilio u origen del último viaje del entrevistado su destino final en la zona y propósito por el cual se estacionan, el análisis de la información tiene como punto de partida realizar las clasificaciones en cuanto al tipo de vehículo que requiere de espacios para estacionarse esto con el fin de resumir los datos e interpretarlos lo mas apegado a la realidad, posteriormente y teniendo en claro la necesidad primordial se elaboran las recomendaciones necesarias para el programa de implementación.

### **Ubicación de los estacionamientos**

Las entrevistas personales y los conteos de los volúmenes vehiculares permitirán conocer el origen y destino de los usuarios y los datos obtenidos se toman en cuenta para una óptima ubicación de los estacionamientos. La extinta Dirección de Ingeniería de Tránsito y Transportes del Departamento del Distrito Federal realizó un estudio exhaustivo respecto a la demanda de estacionamientos con respecto a los usos de suelo presentados encontrando las necesidades asentadas en la tabla 1.3.





en donde:

$y$  : Número de cajones para estacionamiento requeridos.

$A_0, A_1, A_2, \dots, A_n$  : Parámetros de regresión.

$X_0, X_1, X_2, \dots, X_n$  : Variables independientes obtenidas durante la etapa de recopilación de la información.

### Estudios de transporte colectivo

El transporte público en zonas urbanas metropolitanas, presentan al ingeniero de tránsito la necesidad de ejecutar un balance óptimo desde un punto de vista global del uso de vialidades existentes; así como de las posibles adecuaciones que en un futuro se realicen en el sistema vial como una medida de mitigación al problema de congestamiento vehicular. Por lo tanto es indispensable una total cooperación entre los responsables del transporte colectivo y los ingenieros de tránsito.

#### Dónde realizar el estudio

Estos estudios se realizan generalmente en aquellos lugares donde ocurre el mayor movimiento de ascenso y descenso de pasajeros, para contar con resultados más confiables se realizan verificaciones en diversos puntos obteniendo un cuadro general de ascenso y descenso a lo largo de la ruta.

#### Periodo de estudio

El estudio debe realizarse regularmente por las empresas de transporte público con objeto de mantener al día la información sobre la demanda del servicio, en la mayoría de los casos se obtienen datos en los periodos de mayor requerimiento por los usuarios del transporte colectivo ( mañana y tarde), además de un valor promedio para el periodo fuera de las horas de máxima demanda. La información recabada en un día es suficiente ameno que se presenten variaciones importantes con estudios previos, en cuyo caso es conveniente realizar un recuento confirmante en algún día posterior.

#### Aplicaciones

Algunas de las aplicaciones más importantes de estos estudios son:

- Revisar la operación real en cuanto a recorridos con respecto a la operación programada inicialmente para cada ruta, así como los índices de ocupación de pasajeros.
- Detectar sobre cupos y otras anomalías.
- Como ayuda en la planeación de mejoras en el transporte público.
- Como parte integral del estudio que se realiza en las horas de entrada y salida de trabajadores, estos estudios permiten desarrollar planes tendientes a fijar horarios escalonados de trabajo para que se reduzcan los valores máximos de demanda del servicio.
- Para proporcionar datos a las comisiones de servicios públicos o a algún otro cuerpo regulador del transporte público.

La hoja de resumen nos proporciona datos de cada ruta sobre la velocidad integral, el monto y número de retardos, el número de arranques lentos etc. estos datos son útiles para identificar las vialidades que presentan tiempos excesivos en su recorrido y así poder proyectar las adecuaciones necesarias para tener el más alto nivel de servicio en toda la red vial de la ciudad.

Se depura la información con respecto a las causas que originaron las paradas y operaciones lentas analizando las medidas necesarias para resolver el problema o ver la necesidad de estudios más detallados de algún problema específico de tránsito.

El estudio transporte público se emplea como auxiliar para determinar:

- La necesidad de adecuaciones en vialidades donde sus arrollos laterales se ocupan como estacionamiento impidiendo y retardando la operación de los vehículos de transporte público.
- La necesidad de un carril exclusivo para las unidades de transporte público.
- Dónde los vehículos de transporte público son demorados por fases prolongadas de semáforo, su reprogramación u operación restringida.
- Dónde se mejorarán las condiciones viales del transporte público efectuando ampliaciones de las vialidades existentes o bien para proporcionar rutas alternas que contrarresten el congestionamiento vial.

### **ADMINISTRACION**

El ingeniero de transportes debe tener conocimientos generales de administración y derecho, con el fin de interpretar y hacer cumplir los reglamentos de tránsito, además sus funciones se limitan a programas de adiestramiento de conductores en cuanto a cultura vial.

### **METODOLOGIA OPTIMA EN PROYECTOS DE TRANSPORTES**

Dada la necesidad de enfrentar los problemas de Ingeniería de Tránsito y Transportes que requieran de atención por parte de los responsables de la seguridad, confort y comodidad hacia los usuarios del sistema vial, se presenta el siguiente planteamiento para encontrar la solución óptima a la necesidad planteada:

- Identificación del problema (antecedentes).
- Recopilación de la información necesaria de acuerdo al tipo de problema de que se trate (como número de accidentes, tipo de ellos, tiempos de recorrido, etcétera).
- Análisis de la información.
- Proposición de alternativas de solución.
- Selección de alternativas de acuerdo a las ventajas o desventajas técnicas, de operación y económicas que presenten cada una de ellas.
- Conclusiones y recomendaciones.

### **IMPORTANCIA Y EFECTIVIDAD DE LAS INTERSECCIONES**

Una intersección es el área donde dos o más caminos se unen o cruzan y su función primordial es la operacional para proporcionar los diferentes cambios en la dirección de viaje, es una parte sumamente importante de la vialidad y un buen proyecto de la intersección se traduce en eficiencia, seguridad, costos de operación más bajos, reducciones moderadas de velocidad, mayor capacidad vial en ese punto y mejor flujo vehicular en el trayecto de la vialidad.

## FINALIDAD DE LAS INTERSECCIONES

Las intersecciones tienen como finalidad:

- Reducir el número de puntos y áreas de conflicto.
- Controlar la velocidad relativa.
- Coordinar el proyecto con los dispositivos de control de tránsito.
- Evitar maniobras múltiples en puntos donde convergen más de una vialidad.
- Adecuación de convergencias y divergencias.
- Favorecer los flujos principales.
- Segregación de flujos vehiculares no homogéneos.

## TIPOS DE INTERSECCIONES

Las intersecciones más comunes son a nivel y a desnivel, las primeras son las que predominan, se diferencian por la separación física de flujos vehiculares por medio de pasos superiores o inferiores que presentan las intersecciones a desnivel.

### Intersecciones a nivel

Éstas proporcionan movimientos de vuelta y cruce empleando como control los semáforos, ampliación de la sección para permitir vueltas izquierdas y derechas, agujas canalizadoras del tránsito; éste tipo de intersecciones son puntos de importancia en proyectos viales para realizar los estudios requeridos para conocer la composición del tránsito, el volumen horario de proyecto y la velocidad de diseño. Los tipos de intersecciones a nivel se determinan según las ramas que convergen en la intersección, la topografía, los flujos vehiculares y el tipo de operación; por lo tanto tenemos:

- Intersecciones de tres ramas.

Intersección tipo T.

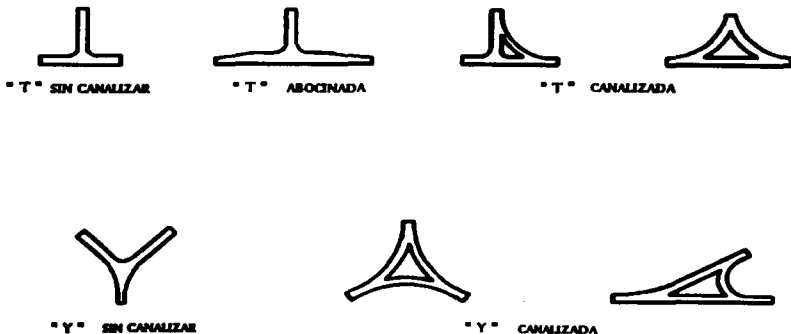
Intersección tipo Y.

- Intersecciones múltiples.

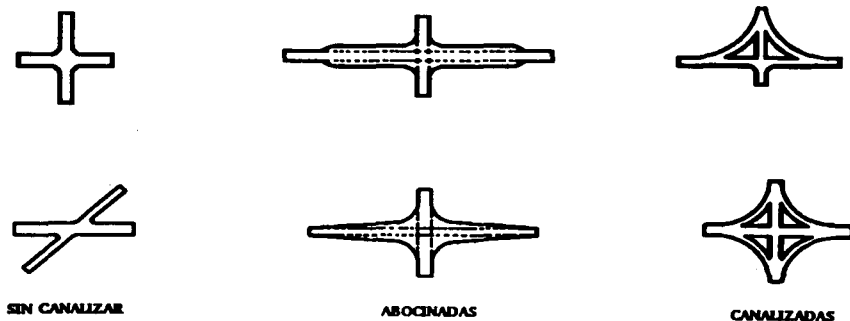
Intersección de cuatro ramas.

Las intersecciones de tres y cuatro ramas pueden presentar modificaciones (ampliación) en su sección normal de cada rama que las componen para facilitar las maniobras de los vehículos que convergen o se separan del flujo principal, en estas condiciones se dice que la intersección es abocinada y se caracteriza por tener mayor número de carriles en este punto con respecto a todo el recorrido de la vialidad. Al no proyectar adecuadamente la convergencia de las ramas que llegan a la intersección genera problemas de tránsito desorganizado dentro del entrecruzamiento, como solución se plantea canalizar los diferentes movimientos mediante isletas canalizadoras, las isletas son áreas definidas que sirven para separar y ordenar los diferentes movimientos vehiculares, además de servir de refugio a los peatones al momento de cruzar la vialidad.

### INTERSECCIONES DE TRES RAMAS



### INTERSECCIONES DE CUATRO RAMAS



### INTERSECCIONES "T" O EN "Y" CON ALTO GRADO DE CANALIZACION



Fig. 1.3 TIPOS GENERALES DE INTERSECCIONES A NIVEL

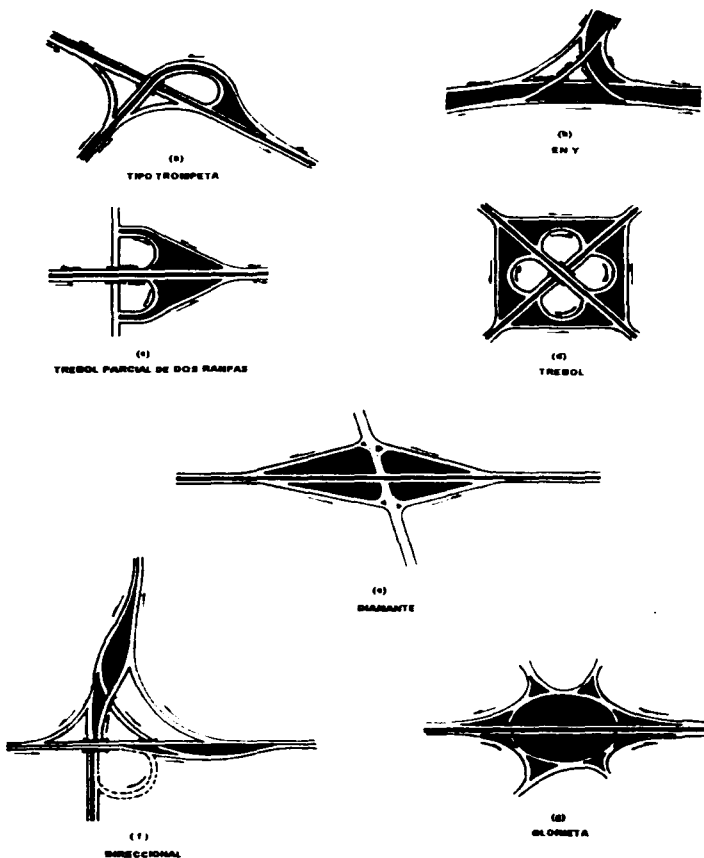


Fig. 1.4

## TIPOS GENERALES DE INTERSECCIONES A DESNIVEL

**Intersecciones a desnivel**

Las intersecciones a desnivel son generalmente determinadas por los altos flujos vehiculares presentados en las vialidades. cuando las demoras que se presentan en las intersecciones a nivel son intolerables, es necesario revisar sus características geométricas y en caso de no tener una solución que mejore la situación se procederá a la construcción de una intersección a desnivel; en este último caso, al no existir congestiones viales el nivel de servicio de la vialidad se mejorara con un flujo sin interrupciones.

Si el proyecto de la vialidad se realiza para tener flujos vehiculares dinámicos se proyectaran rampas de entrada y salida con sus respectivos carriles de aceleración y desaceleración adecuados, de tal manera que los vehículos que se incorporan o se desincorporan de la vialidad puedan adquirir la velocidad del flujo al que se incorporan.

El tipo de intersección a desnivel depende al igual que para las intersecciones a nivel de diferentes factores, siendo los principales:

- Los volúmenes de tránsito.
- Básicamente los volúmenes horarios de proyecto.
- La clasificación vehicular, la velocidad de diseño.
- La topografía de la zona.
- El derecho de vía disponible.

Las intersecciones son determinadas por las características específicas del lugar, existen diferentes tipos los cuales pueden ser tomados como base para cualquier diseño; en la fig. 1.4, se presentan los tipos más comunes de intersecciones.

Existe otro tipo de intersecciones a desnivel llamadas direccionales que son aquellas formadas con rampas que tienden a seguir la dirección natural hacia donde se desea dirigir el flujo vehicular, lo podemos verificar en el inciso (f) de la fig. 1.4, en ella se observa que uno o más de los movimientos de vuelta izquierda son manejados por una conexión directa o casi directa entre las vialidades principales que se cruzan.

## ELEMENTOS DE PROYECTO DE LAS INTERSECCIONES

La mayoría de los elementos de proyecto de toda vialidad tales como: velocidad, alineamiento horizontal y vertical, distancia de visibilidad, capacidad, secciones transversales y sobreelevación, son importantes para el proyecto de las intersecciones; esto representa cierto grado de complejidad ya que todos estos elementos deben considerarse de manera simultánea en el diseño de una intersección manteniendo congruencia con los elementos de proyecto de las vialidades que confluyen en dicha intersección.

### Curvas en intersecciones

La utilización de los radios de giro mínimos en el diseño de intersecciones está determinada por el espacio disponible en la zona para el alojamiento de la intersección, para el diseño del borde del pavimento considerando radio de giro mínimo se asume que el vehículo es conducido apropiadamente dentro del carril a unos 0.60m. del borde del pavimento sobre la tangente de la curva trazada al dar vuelta, la obtención de los datos se realiza observando la huella marcada en el pavimento por la rueda interna de diferentes vehículos de proyecto que circulan en carriles de 3.65 m. de ancho; los resultados se muestran en la tabla 1.4. Cuando el vehículo de proyecto es de grandes dimensiones o la velocidad permitida bajo recomendación es mayor de 15 km./h., los radios de giro son de tal magnitud que el área pavimentada en la intersección es de grandes dimensiones y presenta el flujo vehicular pequeños problemas en cuanto a su control, en estos casos se recomienda construir una isleta delimitando los diferentes movimientos direccionales.

TABLA 1.4

## RADIOS PARA EL DISEÑO MÍNIMO DE INTRSECCIONES

VEHICULO DE PROYECTO	DEFLEXION		RADIO DE LA CURVA SIMPLE		CURVAS COMPUESTAS SIMÉTRICAS		CURVAS COMPUESTAS ASIMÉTRICAS	
	grados	metros	RADIO		DESPLAZAMIENTO		RADIO	
			metros		metros		metros	
DE - 335	30	18 25						
DE - 610		30 25						
DE - 1220		45 75						
DE - 1525		60 25						
DE - 335	45	15 25						
DE - 610		23						
DE - 1220		36 75	61 00 - 30 00 - 60 00		0 9			
DE - 1525		52						
DE - 335	60	12 25						
DE - 610		18 25						
DE - 1220		28	61 00 - 23 00 - 61 00		1 7		61 00 - 23 00 - 84 00	
DE - 1525		—					0 60 - 1 85	
DE - 335	75	11	30 00 - 7 50 - 30 00		0 8			
DE - 610		16 75	36 00 - 13 50 - 36 00		0 6			
DE - 1220		26	36 00 - 13 50 - 36 00		1 55		36 00 - 13 50 - 60 00	
DE - 1525		—	45 00 - 15 00 - 45 00		1 85		45 00 - 15 00 - 67 50	
DE - 335	90	9 25	30 00 - 6 00 - 30 00		0 75			
DE - 610		15 25	36 00 - 12 00 - 36 00		0 6			
DE - 1220		—	36 00 - 12 00 - 36 00		1 5		36 00 - 12 00 - 60 00	
DE - 1525		—	54 00 - 18 00 - 54 00		1 8		36 00 - 12 00 - 60 00	
DE - 335	105	—	30 00 - 6 00 - 30 00		0 75			
DE - 610		—	30 00 - 10 50 - 30 00		0 9			
DE - 1220		—	30 00 - 10 50 - 30 00		1 55		30 00 - 10 50 - 60 00	
DE - 1525		—	56 00 - 14 00 - 56 00		2 45		45 00 - 12 00 - 63 00	
DE - 335	120	—	30 00 - 6 00 - 30 00		0 6			
DE - 610		—	30 00 - 9 00 - 30 00		0 9			
DE - 1220		—	36 00 - 9 00 - 36 00		1 85		30 00 - 9 00 - 54 00	
DE - 1525		—	54 00 - 12 00 - 54 00		2 6		46 00 - 10 75 - 67 50	
DE - 335	135	—	30 00 - 6 00 - 30 00		0 45			
DE - 610		—	30 00 - 9 00 - 30 00		1 2			
DE - 1220		—	36 00 - 9 00 - 36 00		2		30 00 - 7 50 - 54 00	
DE - 1525		—	48 00 - 10 50 - 48 00		2 75		39 00 - 9 00 - 55 50	
DE - 335	150	—	23 00 - 5 50 - 23 00		0 6			
DE - 610		—	30 00 - 9 00 - 30 00		1 2			
DE - 1220		—	36 00 - 9 00 - 36 00		1 85		27 00 - 7 50 - 48 00	
DE - 1525		—	48 00 - 10 50 - 48 00		2 15		36 00 - 9 00 - 54 00	
DE - 335	180	—	15 00 - 4 50 - 15 00		0 15			
DE - 610		—	30 00 - 9 00 - 30 00		0 45			
DE - 1220		—	30 00 - 6 00 - 30 00		2 9		25 50 - 6 00 - 45 00	
DE - 1525		—	38 50 - 7 50 - 38 50		2 9		30 00 - 7 50 - 54 00	
	VUELTA EN U							

## Relación espacio - tiempo - velocidad

La relación espacio-tiempo-velocidad, definen el triángulo de visibilidad mínima el cual debe estar libre de obstáculos o si es usado un triángulo de visibilidad menor, entonces deben ser modificadas las velocidades de aproximación; en la fig. 1.5 se ilustra este triángulo de visibilidad.



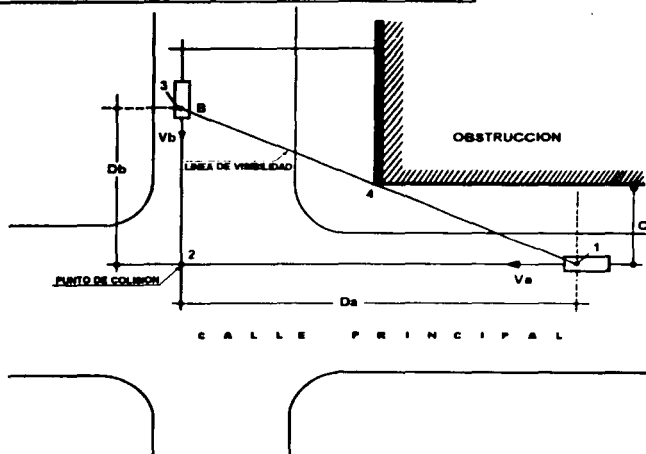


Fig. 1.5 TRIÁNGULO DE VISIBILIDAD

### Relación velocidad-curvatura

Cuando las vueltas en intersecciones son diseñadas con el radio de giro mínimo del vehículo de proyecto la velocidad a la que deberán dar vuelta debe ser de 15 km/h o menores. La velocidad que se tome de proyecto para vueltas depende de tres factores:

- De la velocidad de los vehículos en la intersección.
- De los volúmenes de tránsito tanto de frente como los que dan vuelta.
- Del tipo de intersección a proyectar.

La velocidad óptima de proyecto para vueltas es generalmente el 70% de la velocidad de proyecto registrada en tramos rectos de la vialidad a la cual se pretende incorporar, ésta celeridad permite que el flujo vehicular sea más dinámico y es justificado el proyecto cuando las vueltas son frecuentes. La tabla 1.5, presenta los radios mínimos que son requeridos para una determinada velocidad de proyecto.

TABLA 1.5 RADIOS MÍNIMOS PARA CURVAS EN INTERSECCIONES

VELOCIDAD DE PROYECTO PARA VUELTAS (km/h)	20	30	40	50	60	65
FACTOR DE FRICCIÓN LATERAL $\mu$	0.32	0.27	0.23	0.2	0.18	0.16
SOBREELEVACION MÍNIMA ASUMIDA (S)	0	0.02	0.04	0.06	0.08	0.09
<b>T O T A L ( S + <math>\mu</math> )</b>	0.32	0.29	0.27	0.26	0.26	0.25
RADIO MÍNIMO CALCULADO ( m )	14.23	27.86	46.63	89.95	93.87	130.2
<b>CURVATURA SUGERIDA PARA PROYECTO:</b>						
RADIO MÍNIMO ( m )	15	30	45	70	95	130
<b>GRADO DE CURVATURA:</b>						
MAXIMO ( GRADOS )		64	38	25	18	13
VELOCIDAD DE RECORRIDO PROMEDIO ( km/h )	23	29	35	42	48	55

NOTA - PARA VELOCIDADES DE PROYECTO DE MAS DE 65 km/h, USE VALORES PARA CONDICIONES DE CAMINO ABIERTO

### **Ancho de carril para dar vuelta**

El ancho del carril esta dado principalmente por el vehículo de proyecto empleado para el diseño de la vuelta y por la velocidad que los vehículos lleven al entrar a la vuelta, éste ancho difiere al ancho que la vialidad conserva en todo su recorrido e incluye acotamiento o distancia libre lateral fuera del borde del pavimento; el acotamiento requerido en pasos a desnivel será como mínimo de 0.60 m.; los anchos del pavimento se diseñan en función del radio de la curva y del tipo de operación que se realice, se toman como referencia las dimensiones establecidas en el *Manual de proyecto geométrico de carreteras*, de la SAHOP.

### **Carriles de cambio de velocidad**

Estos carriles son sumamente importantes en intersecciones con fuertes flujos vehiculares y en donde se registran velocidades altas, consisten generalmente en un carril auxiliar que incluye áreas usadas para la aceleración o desaceleración de vehículos que se incorporan o divergen de los carriles principales, tanto los carriles de aceleración como los de desaceleración constan de una anchura de 3.05 a 3.65 metros, con una longitud suficiente que permita adecuar su velocidad a la existente en la vialidad a incorporarse o a la velocidad permitida por la vuelta.

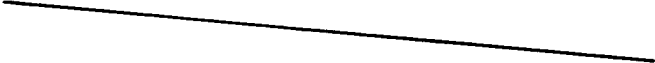
El *manual de proyecto geométrico de carreteras* establece las recomendaciones específicas para el proyecto de rampas de incorporación y divergencia, a continuación se presenta un resumen de dichas recomendaciones.

### **Rampas de salida**

- Se diseñaran en el punto de divergencia de la vialidad principal y deben constar de un solo carril de circulación.
- El ángulo de salida debe ser pequeño preferiblemente de 4 o 5 grados.
- La salida deberá procurarse sea sobre una tangente de la vialidad principal.
- Se pretenderá que todas las salidas sean del lado derecho del camino.

### **Rampas de entrada**

- Constarán de un solo carril en el punto de unión con la vialidad principal.
- Deben tomar en cuenta el efecto de la pendiente sobre los camiones.
- Se incorporarán a la vialidad principal siempre del lado derecho de ésta.



## CAPITULO II ESTUDIOS DE INGENIERIA ECONOMICA

### ESTUDIOS ECONOMICOS EN PROYECTOS PUBLICOS

La realización de proyectos relacionados con los sistemas de transporte urbano exige análisis económicos cuidadosos y profundos, esto implica algo más que la simple ponderación de los costos y beneficios inmediatos de la creación de nuevos sistemas de autopistas o de transporte público, quiere decir entre otras cosas, que hay que prever los patrones de desarrollo urbano que puedan resultar de los distintos sistemas de transporte; significa tener en cuenta el efecto que sistemas alternativos de financiamiento de los servicios de transporte, puedan tener sobre los patrones de desarrollo urbano. Es de gran importancia que el ingeniero conozca los métodos para evaluar y seleccionar proyectos de inversión para la aprobación, financiamiento y explotación por la iniciativa privada o por el sector público.

### NATURALEZA DE LOS PROYECTOS PUBLICOS

Existen muchos tipos de proyectos de gobierno y en ellos intervienen varios organismos, dentro de estos proyectos hay cuatro categorías las cuales abarcan: el desarrollo cultural, la protección social, los servicios económicos, los recursos naturales.

El desarrollo cultural se mejora a través de la educación, el recreo y las instituciones históricas o similares. Los servicios económicos son los de transporte, generación de energía eléctrica y los programas de préstamos para adquirir viviendas. Los proyectos de recursos naturales abarcan protección a la naturaleza, control de la contaminación y control de las inundaciones.

Los proyectos gubernamentales poseen algunas características interesantes que los diferencian de los proyectos del sector privado, muchos proyectos gubernamentales tienen enormes inversiones iniciales, algunas veces de decenas de millones de dólares, tienden a ser de vida extraordinariamente larga 50 años para un puente o una presa. Es común el concepto de usos múltiples, como en los proyectos de protección de la naturaleza, donde los proyectos económicos "bosques para explotar madera", protección de la vida silvestre "ciervo, ardilla", y recreo "campamento, excursionismo" se consideran de importancia para la naturaleza. Los beneficios de recreación de algunos proyectos gubernamentales a menudo están fuera de proporción para obtener el apoyo financiero de individuos o grupos, así mismo existen muchos organismos del gobierno que tienen interés en un proyecto particular.

Los proyectos del sector público se evalúan fácilmente porque puede ser que transcurran muchos años antes de que se obtengan los beneficios. Si se desea evaluar proyectos grandes, complejos, prolongados, de usos múltiples y de interés para varios grupos en cuanto a su conveniencia, primero se debe convenir qué criterios se van a usar para la evaluación. Esto no es otra cosa que considerar todo el horizonte de planificación que, por lo general es mucho más largo para proyectos del sector público que para los del sector privado. El estudio del espectro de consecuencias y la noción de evaluar todos los "costos y beneficios pertinentes" probablemente expresa la mayor diferencia de la evaluación económica entre los sectores público y privado. Los proyectos gubernamentales con frecuencia afectan a muchos individuos, grupos y cosas, directa o indirectamente, para bien o para mal. Los costos de construcción, financiamiento, operación y mantenimiento se estiman en la misma forma en el sector público que en el privado.

### RELACION ENTRE LOS INGENIEROS Y LOS PROYECTOS PUBLICOS

Como gremio los ingenieros tienen un mayor interés y más responsabilidad en los proyectos públicos que la mayoría de las demás personas, dado que una gran porción de las obras públicas involucra estructuras o equipo ingenieril y su subsecuente operación, las agencias gubernamentales emplean a gran cantidad de ingenieros para diseñar, construir, operar o administrar diversos proyectos.

Estos ingenieros tienen la responsabilidad directa de ver que los proyectos se lleven a cabo lo más económicamente posible, habrá otros que puedan estar empleados por compañías privadas que estén en competencia con algunas agencias en cuanto a proyectos; es obvio que para estos ingenieros es de importancia la base económica de dichas actividades gubernamentales.

Todos los ingenieros son contribuyentes independientemente de por quién estén empleados y por consiguiente, tienen un interés muy real en muchos proyectos gubernamentales; todos ellos deberían estar interesados activamente en los aspectos económicos de dichas actividades. Pero como ciudadanos los ingenieros también tienen una responsabilidad hacia la comunidad, en el sentido de que tienen que ayudar a interpretar las realidades económicas relativas con obras públicas a aquellos que no están bien entrenados para comprender los problemas y las cuestiones involucradas en estos proyectos; ya que estas no son tan simples como una decisión entre lo blanco y lo negro. Posteriormente se verá que muchos de estos problemas involucran cuestiones técnicas con alto grado de conocimientos y principios básicos de ingeniería económica. Es de esperarse por lo tanto, que aquellos que no tengan un conocimiento ingenieril especializado puedan no entender todos los factores y llegar por consiguiente a conclusiones erróneas, en especial si los desorienta algún grupo manipulado por algún político con miras personales. Como profesionales los ingenieros tienen una responsabilidad extraordinaria hacia el público en general en el sentido de ayudarlo a interpretar los problemas y cuestiones relativas a proyectos públicos.

## FINANCIAMIENTO DE LOS PROYECTOS PUBLICOS

Así como los proyectos públicos pueden servir para más de una función social, así también se pueden financiar en más de una forma, a veces diversas fases del mismo proyecto se pueden financiar en forma completamente diferente, la fuente primaria del capital requerido para los proyectos públicos está en los impuestos; incluso en muchos proyectos autofinanciables se emplea dinero proveniente de los impuestos para adquirir los primeros activos, existiendo cláusulas para saldar la deuda durante un periodo prolongado durante la vida del proyecto.

Todos los proyectos federales se financian con dineros de los impuestos y con empréstitos federales, la única limitación con respecto al monto de capital que se puede obtener, una vez que los gastos han sido autorizados por el Congreso, es la limitación legal sobre la deuda pública. Dado que el financiamiento proviene en forma primordial de los impuestos corrientes, técnicamente no hay costo por intereses, sin embargo conforme el gobierno federal se endeuda es realista suponer que todos los proyectos federales son de naturaleza incremental.

A diferencia de los proyectos federales, las obras públicas estatales y locales se pueden financiar con impuestos o con emisiones de bonos. Las emisiones pueden ser para propósitos generales o estar relacionadas con un proyecto específico. Como regla general, los gobiernos locales tienden a usar, en mayor medida que los estados, las emisiones de bonos para el financiamiento de proyectos específicos.

Cuando los gobiernos estatales o locales emiten bonos para el financiamiento de proyectos públicos, o cuando hay que tomar en consideración el costo que tiene el dinero para el gobierno federal, la tasa de interés casi siempre es menor que la que hubiese tenido que pagar una empresa privada. Los proyectos públicos son más fáciles de justificar económicamente que los proyectos privados debido al bajo costo del dinero, y esto se debe no a las características inherentes de los proyectos sino al status crediticio preferencial del prestatario.

El procedimiento usual cuando se hacen emisiones es el de amortizar cantidades uniformes año con año durante la vida de los bonos. Por supuesto que anualmente hay que pagar intereses sobre los bonos en circulación. De acuerdo a esto el costo anual promedio del financiamiento es el mismo que se tiene al usar el método de depreciación en línea recta más intereses promedio.

El financiamiento de proyectos estatales y locales por medio de emisiones de bonos presenta a veces problemas especiales, con frecuencia se requiere la aprobación de los votantes antes de poder hacer una emisión. Es frecuente que se requiera la de las dos terceras partes de los votantes. La excepción puede ser los bonos que dependen de los ingresos de proyectos específicos para el pago de los intereses y el reembolso de la deuda. Frecuentemente, las leyes requieren que se amorticen todos los bonos dentro de un periodo especificado, limitando en consecuencia el plazo de la emisión. Todos los factores mencionados se deben tomar en consideración en estudios económicos de proyectos públicos que se vayan a financiar por medio de la emisión de bonos. Por supuesto que hay implicación más amplia en el financiamiento de proyectos públicos, especialmente a través de la emisión de bonos, tales como posibles efectos inflacionarios y reducción del desempleo.

### **Tipos de ayuda financiera federal**

El financiamiento y la ayuda federal pueden adoptar varias formas la primera y más común es la del pago directo, en casi todos los casos el gobierno no espera un rendimiento financiero directo y los proyectos son de una naturaleza esencial y de beneficio general para todo el público o un gran sector del mismo. Mientras más necesario se considere un proyecto y mientras más generales sean sus beneficios, menores serán los requerimientos para su justificación en términos de beneficios monetarios, exactamente cuantificados. Dichas actividades con frecuencia son factores de importancia en la determinación de asignaciones de costos en proyectos de propósitos múltiples.

Una segunda forma de ayuda financiera por parte del gobierno federal es la del préstamo sin intereses, las concesiones de este tipo se hacen a un plazo bastante prolongado, frecuentemente hasta de 40 años, con la cláusula que no hay que hacer pagos del capital durante los primeros 10 años, aun cuando a primera vista podría parecer que este tipo de financiamiento no le cuesta al gobierno, obviamente éste no es el caso ya que el gobierno federal debe pedir prestados los fondos, pagar intereses sobre la deuda existente o, por lo menos, utilizar fondos que tengan algún potencial productivo en otro proyecto. El monto de los intereses pagados en esta forma se convierte en una concesión de ayuda con respecto al proyecto. Esta concesión, además del periodo de amortización más amplio que el que se hubiera podido obtener usando fuentes privadas de crédito, hace posible que se realicen proyectos que no serían económicos si se tuviesen que financiar por medios comunes.

La ayuda financiera de este tipo se justifica con base en que dichos proyectos proveen lo necesario para un desarrollo a largo plazo de los recursos de la nación y contribuyen al bienestar general de esta en su totalidad.

Un tercer tipo de ayuda financiera proporcionada por el gobierno federal es en la forma de préstamos a bajas tasas de interés otorgados para propósitos especiales a otras agencias públicas y a ciertas instituciones no lucrativas. La tasa de interés sobre dichos préstamos es por lo general de un 3 1/2 % y el plazo es mayor que el que se podría obtener económicamente de las fuentes comunes de dinero.

Un cuarto tipo de ayuda financiera es una concesión indirecta, éste tipo de ayuda se usa para fomentar el desarrollo o la continuidad de servicios que se juzga que son vitales para la defensa nacional o el bienestar general. En términos menos políticos, pero más realistas, dicha ayuda se conoce como subsidio y se ha usado para diversos fines por muchos años.

### **PROYECTOS AUTOFINANCIABLES**

El término proyecto autofinanciable con frecuencia se aplica a proyectos gubernamentales que se espera que generen suficientes ingresos directos como para reembolsar el costo en un periodo de tiempo especificado. Por lo general, dichos proyectos son para proporcionar servicios públicos, tales como agua, energía eléctrica, alcantarillados o agua para irrigación. Aparte de lo anterior, también se construyen y operan de esta manera puentes, túneles y carreteras de cuota. Los proyectos de este tipo caen dentro de la clasificación de servicios económicos.

Los proyectos autofinanciables no son proyectos de los que se espera que arrojen utilidades o que cubran el pago del impuesto sobre la renta. Tampoco pagan impuestos sobre la propiedad, aun cuando en algunos casos sí se hacen pagos a cambio, en lugar de los pagos por concepto de impuestos sobre la propiedad o por la obtención de la concesión que se hubieran cubierto a las ciudades, condados o estados involucrados, en caso de que el proyecto hubiese sido construido y operado por la iniciativa privada. En la mayoría de los casos los pagos a cambio son menores que los ingresos que se hubiesen obtenido por concepto de los impuestos reales sobre la propiedad o de la concesión. Además, una vez que se llega a un acuerdo sobre los pagos a cambio, lo cual sucede por lo general en la fecha en que se origina el proyecto, es muy remoto que después se altere dicho acuerdo.

### PROYECTOS DE PROPOSITOS MULTIPLES

Muchos proyectos gubernamentales y privados tienen más de un propósito o función, un proyecto gubernamental puede tener como objetivos el control de inundaciones, la irrigación y la generación de energía eléctrica, un proyecto privado puede utilizar gas de desperdicio de una refinería de petróleo para la generación de vapor y electricidad para uso propio y de electricidad para la venta al público. Si los proyectos se diseñan y construyen a fin de que sirvan a más de un propósito, se puede lograr una mayor economía global, esto es muy importante en proyectos que involucren cantidades de dinero muy elevadas y la utilización de recursos naturales. No es algo fuera de lo común que un proyecto público tenga cuatro o cinco propósitos, por lo general, esto es conveniente aunque al mismo tiempo crea problemas económicos y administrativos debido a la duplicación en el empleo de instalaciones y a veces genera conflictos de intereses entre los varios propósitos y agencias involucradas. Es esencial que en dichas situaciones se tenga un claro conocimiento de los problemas involucrados en caso de que se quieran hacer estudios económicos de dichos proyectos o entender los datos de costos y las cuestiones políticas que se deriven de ellos.

Hay varios problemas básicos que se pueden originar en relación con proyectos públicos de propósitos múltiples. Es evidente a simple vista que si el agua almacenada en la presa se pudiese regular y derivar hacia las tierras adyacentes con fines de irrigación, el valor de la tierra aumentaría en forma considerable. Esto daría como resultado un aumento en los recursos de la nación y, por lo tanto, se ve que sería conveniente que este proyecto se amplíase a fin de cumplir dos propósitos, o sea, el control de inundaciones y la irrigación.

La existencia de una presa con un alto nivel de agua por un lado y uno mucho más bajo por el otro, cuando menos durante una buena parte del año, de inmediato sugiere que se desperdiciarían algunos de los recursos de la nación, a menos que parte del agua se pasase a través de turbinas para generar energía eléctrica que se pudiese vender a usuarios en el área vecina. El proyecto se ha ampliado hasta tener un tercer propósito o sea, la generación de energía eléctrica.

La formación de un gran lago, tal como el que existiría atrás de la cortina, proporcionaría en los alrededores semiaridos valiosos medios recreativos para la caza, la pesca, los paseos en lancha, para acampar, etc. Todos estos propósitos tienen valor tanto económico como social y lo que empezó como un proyecto de un solo propósito terminó siendo uno de cuatro propósitos. El no llevar adelante el proyecto hasta el punto de llenar las cuatro funciones probablemente significaría que se estarían desperdiciando recursos nacionales valiosos.

El problema de la asignación de costos se complica considerablemente debido a las diferentes formas en que los costos asignados serían financiados por el gobierno federal. El costo del control de inundaciones en el proyecto de la presa se pagaría con dinero de impuestos generales sin hacerse intento alguno de recuperarlos con los propios beneficiarios del proyecto. Los costos asignados a irrigación posiblemente se podrían recuperar sin pago de intereses o pagando una tasa de interés muy baja. Puesto que la generación de energía eléctrica sería autofinanciable por su propia naturaleza, es de suponerse que los costos asignados a esta función se podrían recuperar con intereses.

La mayor parte de los costos asignados a recreación se podrían financiar directamente con dinero de impuestos, porque cualesquier cuotas que se cobrasen al público por uso recreativo no pagarían el costo de la conservación de las instalaciones.

Un problema básico en proyectos de propósitos múltiples es el referente al conflicto de intereses entre los varios propósitos. Esto se puede ilustrar por la cuestión del nivel de agua que se mantiene en la presa. Para fines de control de inundaciones sería mejor tener vacío el vaso la mayor parte del año para proporcionar una máxima capacidad de almacenamiento durante la época en que puedan ocurrir las inundaciones. Lo anterior no sería satisfactorio en lo absoluto para la generación de energía. Para este propósito sería conveniente mantener en la presa un nivel de agua lo más elevado posible durante la mayor parte del año. Para propósitos recreativos también sería conveniente un nivel más o menos constante. Los requerimientos para irrigación probablemente se encontrarían entre los de control de inundaciones y los de generación de energía. Se ve por lo tanto, que generalmente surgen algunos conflictos de intereses muy definidos en relación con proyectos de propósitos múltiples. Como resultado de lo anterior, hay que tomar decisiones que implican llegar a un acuerdo. Estas decisiones tienen efectos arbitrarios sobre el aspecto económico de las varias partes de un proyecto de propósitos múltiples. Este es un hecho que nunca debe omitirse al evaluar la cuestión económica de dichos proyectos y el costo de los servicios producidos.

Un tercer problema referente a proyectos de esta naturaleza es el de la cuestión política, dado que es probable que los varios propósitos sean bien o mal vistos por diversos sectores del público y por varios grupos interesados que se vean afectados, es inevitable que dichos proyectos se conviertan con frecuencia en asuntos políticos, a menudo esto tiene efecto sobre las asignaciones de costos y, por consiguiente sobre la economía global de estos proyectos.

El resultado neto de estos tres factores confirma que las asignaciones de costos que se hacen en proyectos públicos de propósitos múltiples son arbitrarias, en consecuencia los costos de producción y venta de los servicios proporcionados también son arbitrarios; debido a esto, no se pueden usar como criterios válidos con respecto a los cuales se puedan comparar proyectos privados similares para determinar las eficiencias relativas del sector público y de la iniciativa privada. El reconocer este hecho servirá en gran medida para eliminar argumentos sin sentido y para fomentar el desarrollo y empleo de procedimientos adecuados que aseguren que únicamente se autoricen proyectos públicos de propósitos múltiples económicos y necesarios y de que éstos se operen con la máxima eficiencia.

## LA TASA DE INTERES EN ESTUDIOS DE PROYECTOS PUBLICOS

Puede haber mucha confusión con respecto a la importancia de las tasas de interés utilizadas en los estudios económicos de proyectos públicos. En los de empresas financiadas con capital privado, la tasa requerida de interés o de rendimiento está relacionada con los riesgos involucrados en la empresa. En estudios relativos a proyectos públicos, por otra parte, éste casi nunca es el caso. Cuando el financiamiento (emisión de bonos) está directamente relacionado con la empresa, en el sentido de que los tenedores de bonos sólo pueden pensar en los ingresos del proyecto para el pago de sus intereses y su capital, hay por lo general una relación directa entre el riesgo y la tasa de interés, pero en muchas situaciones no existe tal relación. Cuando un proyecto está financiado con recaudaciones en general, no existe relación alguna. De igual forma, cuando el financiamiento es a través de bonos en una medida del "rating" crediticio de la autoridad política involucrada, o de su capital de recaudación de impuestos, y no está relacionada en forma alguna con los riesgos inherentes al proyecto.

Debido a que los costos financieros de proyectos públicos no son los mismos que los que se pudiesen tener en caso de que inversionistas privados fuesen a emprender el mismo proyecto, por lo general no es posible comparar la propiedad privada y operación del mismo proyecto o de proyectos similares; además los proyectos públicos no pagan los mismos impuestos.



## ASIGNACION DE COSTOS PARA ESTUDIOS ECONOMICOS DE CARRETERAS

Los estudios económicos de obras públicas no solamente involucran problemas de asignación de costos en proyectos de múltiples propósitos, sino también el problema de asignar los costos de un solo proyecto entre varios beneficiarios. Este problema se puede ilustrar con el caso de carreteras, donde se tienen varios tipos de usuarios directos.

Un pavimento de concreto de 5 pulgadas de espesor y con pendientes de 7% podría ser completamente satisfactorio para carros de pasajeros. Para camiones ligeros sería adecuado un pavimento de 6.5 pulgadas con pendientes de 5%, sin embargo, si la carretera fuese a ser usada por camiones pesados se podría requerir un pavimento de 9 pulgadas y pendientes máximas de 4%. El costo de cada carretera sería totalmente diferente.

En los últimos años se ha tratado de cargar el costo total de las carreteras a los usuarios. El financiamiento se hace a través del pago por registro de vehículos, del impuesto a la gasolina y a veces por medio de un impuesto por **carga-milla** a los camiones que excedan de cierto peso.

Independientemente del porcentaje del costo total que deba ser pagado por los usuarios directos, queda el problema de determinar que parte del costo se debe asignar y debe ser pagado por cada tipo de usuario. Si se construye una carretera para que la transiten automóviles, camiones ligeros y camiones pesados, ¿que parte del costo total de construcción y conservación debe ser pagado por cada tipo de vehículo?. Por lo general, está aceptado que todos los tipos de vehículos deben compartir los costos de una carretera básica adecuada para automóviles y que cualquier tipo de vehículo más pesado, principalmente camiones, debe pagar los costos adicionales y adecuarse a los requerimientos que le permitan transitarla.

Aun cuando el problema de determinar los costos de construcción adicionales no es difícil, si lo es en extremo el de determinar los costos de conservación. Probablemente, la única forma que esto se podría determinar con exactitud sería la de construir carreteras paralelas, una adecuada para ser usada sólo por autobuses de pasajeros y que sólo fuese transitada por dichos vehículos, y la otra adecuada para ser usada por camiones y que sólo fuese transitada por éstos. Para tener datos de costos del todo concluyentes, sería necesario que hubiera tantas carreteras paralelas, como grupos diferentes de camiones. Un proyecto de esta naturaleza sería desproporcionalmente costoso y físicamente difícil y es muy probable que nunca se lleve a cabo. En consecuencia las asignaciones de costos se deben basar en gran medida en estudios teóricos, por lo tanto, es indudable que continuarán los debates con respecto a su exactitud.

La primera conclusión de la mayoría de los estudios es que los costos son función de las millas-vehículo de uso, y la segunda, que el costo por milla-vehículo es el producto de una constante, más una variable que depende del peso del vehículo. En uno de los estudios se llegó a la conclusión de que el costo anual de construir y conservar carreteras para vehículos con un peso de hasta 60000 libras era el siguiente:

$$c = 0.7893 w + 2.70554$$

En donde "c" es el costo en milésimos de dólar por milla-vehículo y "w" el peso bruto del vehículo en miles de libras, éste estudio también sugería que el valor mínimo de "c" debería ser de 6 milésimos de dólar por milla-vehículo, siendo ésta la cantidad que se debería asignar a los automóviles.

Se puede calcular entonces el costo que se debe asignar a cada clase de vehículo, sin embargo queda el problema de determinar la forma de recaudar los costos asignados. En este punto es donde con frecuencia pasan a formar parte del tema la política y la presión ejercida por dicha política, no solamente en el caso de carreteras sino también en otras obras públicas.

En relación con las carreteras, hay dos métodos muy usados: impuesto a la gasolina e impuesto por **tonelada-milla** para vehículos con un peso superior a uno ya especificado. Por lo general, cada uno de estos impuestos es adicional a una cuota única o escalonada para el registro de los vehículos, mismo con la que se paga una parte del costo fijo básico de la carretera.

Un breve análisis de estos dos métodos servirá para señalar algunos de los factores que intervienen y algunos de los compromisos que por lo general se deben aceptar para llegar a una asignación de costos que sea razonablemente justa, así como aceptable y factible.

## **SENSIBILIDAD DE LOS ESTUDIOS ECONOMICOS**

Los estudios económicos para carreteras están basados en proyectos de costos tales como de construcción, mantenimiento y operación de los vehículos; incluso incorporan más o menos suposiciones arbitrarias referentes al incremento del volumen de tránsito, vida de servicio y tasa de interés. Es importante que quien tome la decisión esté interesado en la magnitud a la que los cambios moderados en los proyectos básicos y suposiciones modifique los resultados de un estudio económico. Dicho con otras palabras, debería apreciar la sensibilidad de los resultados al modificar los proyectos, donde están involucradas las decisiones importantes; se puede garantizar una serie de soluciones paralelas rodeando un rango razonables de suposiciones. Se puede establecer que uno de los argumentos más fuertes en contra de las tasas bajas e irrazonables de interés, es que dan mucha importancia a los cálculos inciertos del futuro más lejano. Por otro lado, las tasas más altas de interés tienden a acontecimientos futuros sustancialmente rebajados.

Frecuentemente, gran parte de las controversias sobre las políticas económicas relacionados con el transporte provienen de la confusión acerca del significado de las palabras más que de los conceptos básicos. Se analizarán algunos terminos que ayudaran a entender mejor las políticas económicas del transporte.

### **Beneficios**

Son los efectos deseables de una instalación o servicio.

- Beneficios directos son los que afectan directamente a los usuarios, sean individuos o empresas. En la mayoría de los casos, los beneficios pueden medirse por la cantidad que los usuarios están dispuestos a pagar por ello, el beneficio más evidente del transporte es su utilización para trasladar personas o mercancías de un lugar a otro.
- Beneficios indirectos son los que afectan a la comunidad en general, con independencia del uso que haga de la instalación o servicio, por ejemplo, un mercado o un teatro pueden beneficiarse de unas buenas instalaciones de transporte.

### **Costos**

Son los efectos no deseables de una instalación o servicio, pueden incluir varios aspectos:

- Costos directos de producción es decir cantidades desembolsadas por organismos públicos o privados para proporcionar la instalación o el servicio, como los costos de construcción, de funcionamiento, mantenimiento, etc.
- Costos indirectos, efectos no deseables impuestos a la comunidad en general por ejemplo, el congestionamiento vehicular, la contaminación atmosférica por los vehículos a motor, el ruido, los riesgos de accidentes, los perjuicios estéticos causados al entorno ecológico por gasolineras etc.

## ANALISIS BENEFICIO-COSTO

Uno de los principales procedimientos analíticos para la toma de decisiones acerca de las inversiones en instalaciones de transporte, debe ser una ponderación de los beneficios proyectados y los costos, en primer lugar de inversiones en transporte contra usos alternativos de los fondos y en segundo, inversiones en instalaciones alternativas de transporte. Se acepta como axiomático que las alternativas elegidas deben ser las que registren los mayores cocientes entre beneficios y costos, en el supuesto de que la razón beneficio / costo es mayor que la unidad ( es decir que los beneficios superan a los costos ).

Los beneficios incluyen tanto las ventajas que revierten directamente de los usuarios de una instalación o un servicio de transporte, como los efectos deseables que experimenta la comunidad en su lugar. Los costos comprenden el costo directo de producción y otros efectos no pretendidos que experimenten los miembros de la comunidad en general.

El análisis beneficio-costo es sencillo en principio sigue el mismo enfoque sistemático que se usa para elegir entre las alternativas de inversión económica, comprende los siguientes pasos :

1. Definir el conjunto de alternativas factibles y mutuamente exclusivas del sector público que se desean comparar.
2. Definir el horizonte de planificación que se usara en el estudio beneficio-costo.
3. Expresar en términos monetarios los perfiles costos-ahorros y beneficio-cargo para cada alternativa.
4. Especificar la tasa de interés que se va a aplicar.
5. Especificar las medidas de mérito o eficacia que se van a usar.
6. Comparar las alternativas empleando las medidas de mérito o de eficacia.
7. Efectuar análisis complementarios.
8. Elegir las alternativas que satisfacen en lo mayor posible las necesidades del proyecto.

La base para resolver muchos problemas de ingeniería consiste en identificar todas las alternativas existentes para alcanzar una meta particular. Algunas alternativas pueden ser excluidas inmediatamente y cada una de las alternativas restantes se debe describir minuciosamente. Esto supone especificar todos los efectos buenos y malos que un proyecto tendrá en el público. Se incluyen en estos los efectos directos sobre las personas, valores de la tierra y el medio ambiente, además, se deben enunciar todos los aspectos del desarrollo, operación, mantenimiento y recuperación final relacionados con el proyecto.

Definir el horizonte de planificación es esencial para definir el periodo que se ha de elegir para el mejor o los mejores proyectos. Si el horizonte de planeación es mas largo que la vida útil de un proyecto público no renovable, puede haber varios años durante los cuales no sea posible considerar beneficios o costos. Si el horizonte de planeación es más corto que la vida útil de un proyecto, se pueden estimar y usar valores de rescate (concepto de valores de recuperación ). La cuantificación de todos los costos y ahorros se aplica a los gastos e ingresos públicos que se reciben y se relacionan con un proyecto durante el horizonte de planeación.

Los egresos incluyen todas inversiones iniciales y los costos de continuación de un proyecto, en tanto que el ingreso puede prevenir de derechos, cuotas u otros cargos al público usuario. Pueden existir valores residuales o de recuperación si se cree que el proyecto seguira en operación al final del horizonte de planeación, y estos valores se consideran como ahorros o costos negativos en dicho tiempo. Los costos a diferencia de los beneficios, se cuantifican para proyectos del sector público en una forma similar a la de los proyectos del sector privado.

Durante el horizonte de planificación cada beneficio o cargo debe estar cuantificado monetariamente. Los beneficios o los efectos positivos de una inversión del gobierno, se aplican a las consecuencias deseables en el público, en vez de ser aplicadas en cualquier otro organismo gubernamental. Los cargos son los efectos negativos en el público, por desgracia, asignar valores en pesos a los beneficios que recibe un público diverso a menudo no es tarea fácil, tampoco lo es el decidir la tasa de interés que se ha de usar. Este método aparentemente sencillo tiene algunos errores potenciales en la evaluación de proyectos gubernamentales; es decir, los análisis económicos de proyectos públicos los puede sesgar inconscientemente quien los evalúa.

Después, se pueden efectuar análisis complementarios como análisis de riesgo, de sensibilidad y del equilibrio entre ingresos y gastos. Estos análisis a menudo son útiles para determinar cuán críticos pueden ser varios ingresos y que tan próximas se encuentran económicamente varias alternativas, y por lo demás cuantifican mucha otra información que probablemente permanecería intangible.

El paso final consiste en elegir la alternativa que se apegue más a las necesidades requeridas por el proyecto en estudio, no sólo se va a elegir sino que se deben registrar en detalle todas las consideraciones cuantitativas y cualitativas de apoyo; esto es particularmente aplicable a los proyectos del sector público. Los elementos a incluir en el análisis beneficio-costo de los proyectos de transporte se deducen del profundo estudio realizado por Lillo Kuhn.

#### **Beneficios para los usuarios**

- Valor del tiempo ahorrado en el desplazamiento puerta a puerta.
- Ahorro en el mantenimiento del vehículo ( consumo de carburante, reparaciones y similares).
- Valor de las mejoras en la calidad del servicio, tales como comodidad, conveniencia, frecuencia del servicio ( en caso de transporte público ).

#### **Beneficios generados a terceros**

- Mejoras complementarias para otras partes del sistema de transporte, tales como disminución de la congestión en vialidades ya existentes.
- Beneficios directos para empresas comerciales, que se manifiestan en forma de ingresos por publicidad, etc.
- Beneficios para la economía metropolitana, como puede ser un incremento en la productividad general por medio de la ampliación del mercado de trabajo o por otras razones, conservación de las fábricas existentes, etc.

#### **Costos directos**

- Derecho de paso ( al valor del mercado ).
- Costos de construcción
- Otros costos de capital .
- Costos de mantenimiento
- Costos generales administrativos
- Costos del interés de todos los fondos invertidos en el proyecto, independientemente de su origen.
- Riesgos de accidentes

#### **Costos indirectos**

- Costos que recaen sobre otras partes del sistema del transporte metropolitano como los correspondientes a la construcción de enlaces, aumento en la congestión en otras partes del sistema originada por la nueva instalación, etc.
- Otros costos tales como el ruido, la contaminación atmosférica, y los usos de suelo no deseables.

Algunos de estos beneficios y costos pueden ser estimados según los precios del mercado y pueden ser previstos por las técnicas de investigación de mercado, como los peajes, las tarifas de los transportes públicos, los costos de adquisición de suelo y construcción de intersecciones viales, costos de adquisición de equipo de transporte público, y costos de mantenimiento.

Otros beneficios y costos no son valuados directamente por el mercado puesto que en realidad no se pagan por ellos, pero pueden ser valorados más o menos adecuadamente aplicándoles analogías con él; esto implica estimar qué es lo que los usuarios u otros beneficiarios estarían dispuestos a pagar por los beneficios antes que tener que prescindir de ellos, o las cantidades que aquéllos ( voluntariamente o involuntariamente ) estarían dispuestos a pagar para evitarlos. Uno de los ejemplos más corrientes de este tipo de beneficios, normalmente tenido en cuenta en los análisis de beneficio-costos de los proyectos de carreteras, es el tiempo potencial que ahorraría a los usuarios la construcción de una nueva instalación. Un ejemplo de costo es el interés atribuido a los fondos obtenidos por impuestos ( en lugar de por un crédito ), o los valores del suelo atribuidos al que se obtiene gratuitamente ( por ejemplo, el suelo propiedad ya de un organismo gubernamental ).

Hay una tercera clase de beneficio y costos que no pueden ser fácilmente reducida a términos monetarios, por ejemplo, un proyecto de una vialidad que corta en dos una zona residencial o un campus universitario impone unos costos sociales que no pueden ser medidos fácilmente en términos monetarios. Aun más difíciles de cuantificar son los costos que surgen por la ruptura de una comunidad existente debido a la construcción de una vía de transporte, o el deterioro de los valores estéticos del entorno ecológico.

Es probable que los beneficios sean más difíciles de evaluar que los costos, ya que son menos los beneficios que se encuentran sujetos a las comprobaciones del mercado. En la segunda categoría antes mencionada donde los beneficios como tiempo y comodidad se evalúan a precios hipotéticos, estos precios utilizados para la valoración deben determinarse por métodos tales como preguntar a los usuarios potenciales qué cantidad estarían dispuestos a pagar por el beneficio en cuestión, ya que estas técnicas contienen muchos puntos engañosos deben tenerse en cuenta amplios márgenes de error.

Para las instalaciones con proyección de vida útil amplia, es necesario prever los beneficios y los costos en condiciones que serán radicalmente diferentes a las que existan en el momento de proyectarlas.

El resultado del análisis beneficio-costos será una serie de valoraciones cuantitativas y no cuantitativas. El análisis cuantitativo definirá una serie de beneficios y una serie correspondiente de costos, asignados a cada uno de los años estimados como vida útil del proyecto. El siguiente paso es encontrar el valor actual de cada serie aplicando una adecuada tasa de interés. El procedimiento del interés posibilita la comparación de costos y beneficios a lo largo de un periodo de tiempo significativo.

## CAPITULO III ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS

La **ingeniería geotécnica** puede definirse como la aplicación de los elementos básicos del suelo y de la **ingeniería mecánica** para la evaluación del comportamiento de los materiales térreos, generalmente usados en la **investigación de ingeniería, diseño y construcción**. Las aplicaciones comunes se tienen en obras como: presas, sistemas de transporte, cimentaciones de estructuras y urbanizaciones. La ingeniería de cimentaciones se relaciona con el **apoyo** de las estructuras sobre o dentro de la tierra y con la interacción **suelo-estructura** correspondiente.

Las actividades relativas al diseño de ingeniería implican la formulación de criterios para:

- Diseño de los sistemas de cimentación y movimientos de tierra asociados.
- Presión de tierras.
- Control permanente del nivel de aguas freáticas.
- Técnicas de mejoramiento o estabilización del subsuelo.

Las actividades relativas a la construcción comprenden:

- Formulación de previsiones y especificaciones técnicas para **rellenos de carga**.
- Estructuras temporales de retención y excavaciones.
- Control temporal del nivel freático.
- Protección de instalaciones existentes contra daños inducidos por la **construcción**.

Los ingenieros geotécnicos deben tener un amplio conocimiento del suelo y de la **ingeniería mecánica, de la exploración subterránea** y de las técnicas de investigación de laboratorio, así como de los movimientos de tierra y la **construcción de cimentaciones**. También es esencial una buena comprensión de las aplicaciones relevantes de **geología y geofísica**, debido a que la práctica de la ingeniería geotécnica es un arte más que una ciencia, el ingeniero debe contar con una experiencia amplia. Este requisito lo expresa claramente Karl Terzaghi, como "La magnitud de la diferencia entre el comportamiento de los suelos reales, en las condiciones de campo y el comportamiento predicho con base en la teoría, puede estimarse solamente a través de la experiencia de campo".

### INVESTIGACION GEOTECNICA DEL SITIO

El objetivo de la mayor parte de las investigaciones geotécnicas del lugar radica en obtener información sobre **las condiciones en la superficie y el subsuelo**, que se requiere para diseñar y construir las instalaciones, así como **evaluar y mitigar los riesgos geológicos** como deslizamientos, hundimientos y licuación. La investigación del sitio es **parte de un proceso integrado** que incluye:

- Recopilación de los datos disponibles.
- Investigaciones de campo y laboratorio.
- Identificación de la estratigrafía del sitio y las **propiedades del suelo**.
- Análisis de ingeniería.
- Establecimiento de los **criterios de diseño y construcción**.

## PLANEACIÓN Y CAMPO DE ACCIÓN

En la etapa de planificación se debe revisar y evaluar toda la información tipográfica, geológica y geotécnica disponible. En las áreas urbanas es necesario estudiar y valorar los antecedentes del desarrollo del lugar; en particular, es muy importante que un ingeniero calificado se haga cargo de la dirección y vigilancia de todas las operaciones de campo. El campo de acción de las investigaciones geotécnicas del lugar varía con el tipo de proyecto pero, por lo común, incluye levantamientos topográficos, perforaciones para exploración y mediciones del agua del subsuelo. Con frecuencia, se complementan las perforaciones con sondeos de prueba. En ocasiones, se realizan estudios aerofotográficos, pruebas in-situ e investigaciones geofísicas.

La magnitud y carácter del programa de exploración debe elegirse considerando la importancia de la obra que se va a construir y de la naturaleza del terreno es decir, el tipo de material que se tiene en la zona de influencia del proyecto. Si en la obra se va a hacer un gasto pequeño no puede justificarse económicamente un programa de exploración extenso. Es más económico utilizar toda la información disponible y usar un factor de seguridad libre en el proyecto. El programa de exploración del suelo debe elaborarse por etapas por lo tanto, no pueden darse reglas precisas para realizar un programa de exploración, aun los ingenieros con gran experiencia no deben tratar de determinar el programa final antes de empezar la exploración.

## PERFORACIONES DE EXPLORACIÓN

Los métodos de perforación usuales que se emplean en la exploración geotécnica consisten en perforaciones: rotatoria, con broca y por percusión, o alguna combinación de estas. En el suelo las perforaciones profundas (de más de 100 pies) se realizan casi siempre con las técnicas de perforación rotatoria, que consisten en hacer circular repetidas veces un fluido denso en la perforación para mantener su estabilidad. La perforación con brocas, con brocas de tallo hueco para facilitar la obtención de muestras se utiliza mucho y es un método económico para perforaciones de profundidad baja o intermedia. La mayor parte de las perforadoras se montan en camiones y tienen la capacidad de extraer los núcleos de la roca.

En la perforación por percusión, por lo general se hince un cilindro metálico para profundizar la perforación, con frecuencia se utiliza agua circulante o cucharones de extracción para remover el suelo del cilindro. Este método se emplea en lugares de acceso difícil, donde se requiere equipo portátil relativamente ligero. A menudo se incluye una perforadora rotatoria diseñada para obtener muestras de roca.

## REGISTROS DE PERFORACIONES DE PRUEBA (BITACORAS)

En estos registros se identifican las profundidades y el tipo de materiales de los diferentes estratos, la ubicación de la muestra, la resistencia a la penetración, la separación de las muestras de roca que se extraen y los niveles del agua freática que se encuentren durante y después de la perforación. En la bitacora se deben anotar las condiciones especiales del subsuelo, por ejemplo, cambios en la resistencia a la perforación, derrumbes de los pozos vacíos y obstrucciones. La información general que se requiere incluye la localización de las perforaciones, profundidad, procedimientos de perforación, tipos de muestreadores y cualquier otra información que sea importante para interpretar la bitacora de las perforaciones.

## CONTROL DE LAS CONDICIONES DEL NIVEL FREÁTICO

El control de los niveles del agua en el subsuelo es una parte integral de las operaciones de perforación y muestreo. Es usual que se requieran mediciones del agua freática durante la perforación y por lo menos 12 horas después de esta, con frecuencia se instalan tubos permanentes en las perforaciones de prueba para obtener observaciones a largo plazo, que por lo común son tubos de diámetros pequeños perforados en el fondo. Si se sospecha que los perfiles piezométricos son irregulares, se pueden colocar piezómetros sellados para medir la presión hidrostática dentro de estratos seleccionados, estos piezómetros consisten en tubos estándar de 1/2 a 3/4 plg ( $D_c$ ), o de tubos de plástico unidos a puntas porosas de cerámica o plástico; los piezómetros con sensores de presión electrónico o neumáticos tienen la ventaja de ser muy sensibles y permitir la adquisición automática de los datos, sin embargo, no es posible realizar pruebas in-situ de la permeabilidad con estos piezómetros de sistema cerrado.

### **Métodos de exploración.**

- Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado.
- Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales.
- Método de lavado.
- Método de penetración estándar.
- Método de penetración cónica.
- Perforaciones en boleos y gravas.

### **Exploración detallada.**

Cuando el programa de exploración preliminar no proporciona suficiente información para proyecto o construcción, es necesario proseguir las investigaciones. Los métodos se elegirán para obtener la información más adecuada al menor costo, los métodos más comúnmente usados son.

- Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.
- Métodos con tubo de pared delgada ( Tipo Shelby ).
- Métodos rotatorios para roca.

En algunos proyectos en que las estructuras son de gran importancia o que las condiciones de la cimentación presentan excepcionales dificultades, puede requerirse información adicional. Es aconsejable obtener muestras inalteradas de gran dimensión de los estratos críticos, para efectuar pruebas de carga, pruebas de bombeo en el campo, o pruebas especiales que el terreno requiera. Como estos estudios son siempre costosos, sólo se realizan para investigar cuestiones específicas que con procedimientos económicos no se puedan obtener.

Pueden usarse otros procedimientos menos comunes en condiciones convenientes, esto es, el carácter del subsuelo se investiga ocasionalmente por inspección directa de los materiales que aparecen en las paredes de los pozos a cielo abierto, tiros, o túneles. En algunos casos, se ejecutan pruebas de carga en el fondo de los pozos a cielo abierto, cuando se necesita información general respecto a la localización de fronteras con materiales firmes, tal como sería el caso de la frontera entre mantos de roca y depósitos más blandos sobreyacentes, pueden usarse algunas veces con ventaja los métodos geofísicos.

### **Métodos geofísicos.**

- Sísmico.
- De resistencia eléctrica.
- Magnético y gravimétrico.

## **DESCRIPCION DE LOS METODOS DE EXPLORACION Y LA OBTENCION DE MUESTRAS**

### **● Pozos a cielo abierto**

Este método es el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo, ya que consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda directamente bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes a el contenido de agua en el terreno, este tipo de excavación no puede llevarse a grandes profundidades a causa sobre todo, de la dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático, naturalmente que el tipo de suelo de los diferentes estratos excavados influye directamente en los alcances del método en sí. Los costos de excavación en éste método se incrementan cuando son necesarios además para contener el terreno o por los excesivos traspaleos de material a causa de la profundidad del sondeo.



Deben cuidarse especialmente los criterios para distinguir la naturaleza del suelo *in-situ* y la modificada por la excavación realizada. En efecto, una arcilla dura puede con el tiempo apreciarse como suave y esponjosa a causa del flujo de agua presentado hacia la excavación; análogamente, una arena compacta puede presentarse como semifluida y suelta por el flujo de agua, es necesario que siempre que se excave un pozo a cielo abierto una persona calificada lleve un registro completo de las condiciones del subsuelo durante la excavación. Si se requiere ademe en el pozo puede usarse madera o acero; por lo regular, el ademe se forma con tabloncillos horizontales, pero deberán ser verticales y bien hincados si se tuviesen suelos friccionantes situados bajo el nivel freático.

En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas o malteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado, las muestras alteradas son simplemente porciones de suelo que se protegerán contra pérdidas de humedad introduciéndolas en frascos o bolsas emparafinadas. Las muestras malteradas deberán tomarse con precauciones, generalmente labrando la muestra en una oquedad previamente excavada en la pared del pozo, la muestra debe protegerse contra pérdidas de humedad envolviéndola en una o más capas de manta debidamente impermeabilizada con brea y parafina. Este método debe considerarse el mejor de todos los métodos de exploración a disposición del Ingeniero para obtener muestras inalteradas con las características más confiables del terreno que permitan un mejor proyecto y construcción de la obra que se trate.

*Muestras extraídas manualmente:* Es posible obtener manualmente muestras prácticamente inalteradas de los suelos que tengan cuando menos trazas de cohesión, siempre que el material aparezca en un pozo a cielo abierto, tiro o túnel; en la fig. 3.1, se ilustran dos métodos para obtener estas muestras.

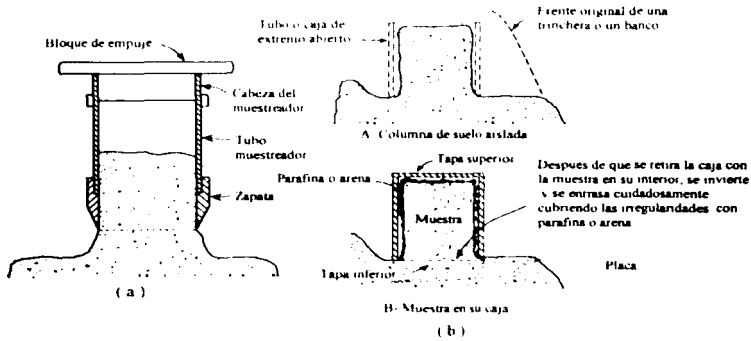


Fig. 3.1

MUESTREO SUPERFICIAL (CON: a) muestras previamente recortadas y b) muestras cúbicas

### • Perforaciones con posteadora y barrenos helicoidales

En estos sondeos exploratorios la muestra de suelo obtenida es completamente alterada, pero suele ser representativa del suelo en lo referente al contenido de agua, en suelo muy plástico, la muestra se extrae con herramientas del tipo mostrado en la fig. 3.2, los barrenos helicoidales pueden ser de muy diferentes tipos dependiendo del suelo por atacar. Un factor importante es el paso de la hélice que debe ser muy cerrado para suelos arenosos y mucho más abierto para el muestreo en suelos plásticos.

En México se emplean más las posteadoras fig. 3.2, b, que los barrenos helicoidales, estas se hacen penetrar en el terreno ejerciendo un giro sobre el maneral adaptado al extremo superior de la tubería de perforación, las herramientas se conectan al extremo de una tubería de perforación formada por secciones de igual longitud que se van añadiendo según aumenta la profundidad del sondeo.

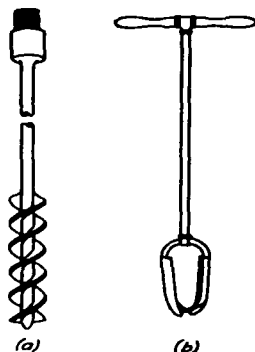


Fig. 3.2

### HERRAMIENTAS PARA SONDEOS EXPLORATORIOS POR ROTACION

a) Barrenos helicoidales

b) Posteadoras.

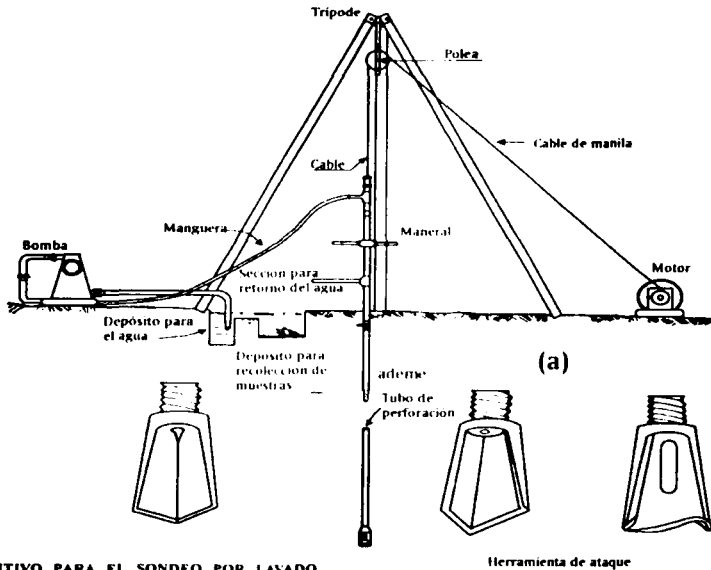
#### • Método de lavado

Este método constituye un procedimiento económico y rápido para conocer aproximadamente la estratigrafía del subsuelo (aun cuando la experiencia ha comprobado que pueden llegar a tenerse errores hasta de 1 m. al marcar la frontera entre los diferentes estratos). El método se usa también en ocasiones como auxiliar de avance rápido en otros métodos de exploración. Las muestras obtenidas en lavado son tan alteradas que prácticamente no deben ser consideradas como suficientemente representativas para realizar ninguna prueba de laboratorio.

El equipo necesario para realizar la perforación incluye un tripode con polea, un martinete de 80 a 150 kg. que se emplea para hincar el ademe requerido para contener el terreno lateral permitiendo el libre paso de la tubería de inyección, en el extremo inferior de la tubería de inyección se requiere de un trepante de acero como herramienta de ataque, este trepante tiene una perforación que permite el paso del agua impulsada a presión por medio de una bomba.

Hincado el ademe la operación consiste en inyectar agua en la perforación la cual forma una suspensión con el suelo en el fondo del pozo que sale al exterior a través del espacio comprendido entre el ademe y la tubería de inyección, en la superficie el agua con material en suspensión eyectada es depositada en un recipiente para analizar el sedimento. El procedimiento debe ir complementado por un muestreo realizado con una cuchara apropiada colocada al extremo de la tubería en lugar del trepante, si las características del suelo no presenta cambios será suficiente obtener una muestra cada 1.50 m. aproximadamente, pero al notar un cambio en el agua eyectada debe procederse de inmediato a un nuevo muestreo.

Al detener las operaciones para un muestreo debe permitirse que el agua alcance en el pozo un nivel de equilibrio correspondiente al nivel freático que presente la zona, cualquier alteración de dicho nivel que sea observada en los diferentes muestreos debe reportarse especialmente; en la fig. 3.3 aparece un esquema del equipo de perforación y algunos modelos de trepanos perforados.



En la fig. 3.4, se observan algunos muestreadores que se colocan en el extremo inferior de la tubería de inyección a fin de obtener muestras representativas del terreno.

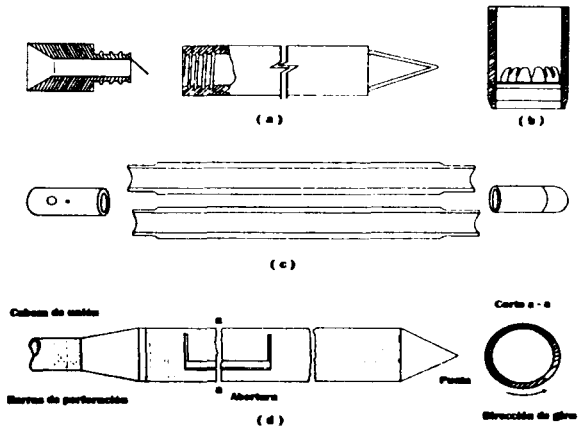


Fig. 3.4

TIPOS DE MUESTREADORES

Los muestreadores del tipos *a*, *b* y *c* se introducen a golpes en el suelo el más común es el de media caña así llamado por dividirse longitudinalmente para facilitar la extracción de la muestra. El muestreador de trampa de muelles tiene en su parte inferior unas hojas metálicas que dejan entrar la muestra en la cámara inferior, con el propio peso del material contenido en su interior se vuelven a cerrar evitando que la muestra se altere o se pierda al extraer el muestreador a la superficie. El cucharón raspador *c*, es de utilidad para el muestreo de arenas bajo el nivel freático su accionar es por rotación.

### OBTENCION DE MUESTRAS DE SUELO

Por lo general, estas se obtienen con un muestreador de tubo partido o al hincar por medios mecánicos o hidráulicos un tubo muestreador de pared delgada (Shelby), que casi siempre es de 2 pulgadas de diámetro exterior ( $D_e$ ) y se hince 18 pulgadas por medio de un martillo de 140 lb que se deja caer desde una altura de 30 pulgadas (ASTM D1586). La cantidad de golpes necesarios para penetrar las últimas 12 pulgadas del hincado constituyen el valor de la resistencia a la penetración estándar (SPI). El tubo muestreador Shelby, que se utiliza para obtener muestras malteradas, generalmente es un tubo de acero sin costura de calibres 12 a 16 y de 3 pulgadas de ( $D_e$ ) nominal (ASTM D1586). En suelos que son blandos o difíciles de muestrear, se utiliza un pistón muestreador estacionario que hince un tubo Shelby ya sea en forma hidráulica (presión de bomba) o por el sistema de taladro.

La perforación rotatoria se usa para extraer muestras de núcleos de rocas y de suelos cohesivos duros que no se pueden penetrar con las técnicas convencionales de muestreo, casi siempre se obtienen núcleos de roca con taladros de diamante que extraen muestras con diámetros desde 1/8 de pulgada (AX) hasta 2 1/8 (NX). En arcillas duras y rocas blandas también se pueden obtener muestras malteradas de 3 a 6 pulgadas ( $D_e$ ) por medio de la perforación rotatoria con un muestreador Dennison o Pitcher.

#### • Muestreo con tubos de pared delgada

En la fig. 3.5, se observa uno de los tipos más comunes de muestreador de pared delgada, en el inciso (*b*) se observa un muestreador más elaborado del tipo de pistón, que tiene por objeto evitar casi en su totalidad la tarea de limpieza del fondo del pozo previa al muestreo necesaria en los muestreadores abiertos; al hincar el muestreador con el pistón en su posición inferior puede llevarse al nivel deseado sin que el suelo alterado de niveles más altos entre en él, una vez en el nivel de muestreo el pistón se eleva hasta la parte superior y el muestreador se hince libremente (pistón retractil) o bien fijado el pistón en el nivel de muestreo por un mecanismo accionado desde la superficie, se hince el muestreador relativamente al pistón hasta que se llena de suelo (pistón fijo). En el inciso (*c*) se muestra un esquema de un dispositivo aplicador de presiones de hincado que puede usarse cuando no se disponga de una máquina perforadora que aplique la presión mecánicamente, un procedimiento alternativo al mostrado en la figura, será cargar la varilla de perforación con peso muerto utilizando gatos hidráulicos.

En suelos muy blandos y con alto contenido de agua el hincado del muestreador se realiza lentamente hasta que el muestreador quede totalmente lleno de suelo, posteriormente se deja en reposo cierto tiempo antes de proceder a la extracción, al dejarlo en reposo la adherencia entre el suelo y muestreador aumenta pues la arcilla remodelada de la superficie de la muestra expulsa agua hacia el interior de la misma aumentando su resistencia y adherencia con el muestreador.

En arenas situadas bajo el nivel freático se presenta la misma dificultad, la cual hace necesario recurrir a la inyección de emulsiones asfálticas o el congelamiento de la zona de muestreo para darle al material una "cohesión" que le permita conservar su estructura y adherirse el muestreador, es apropiado mencionar que estos son procedimientos especiales y costosos. Afortunadamente el problema no es de vital importancia en la práctica de la mecánica de suelos, dado que la prueba de penetración estándar al informar sobre la compacidad de los mantos arenosos proporciona el dato más útil y en forma aproximada de las características que se presentan en el subsuelo.

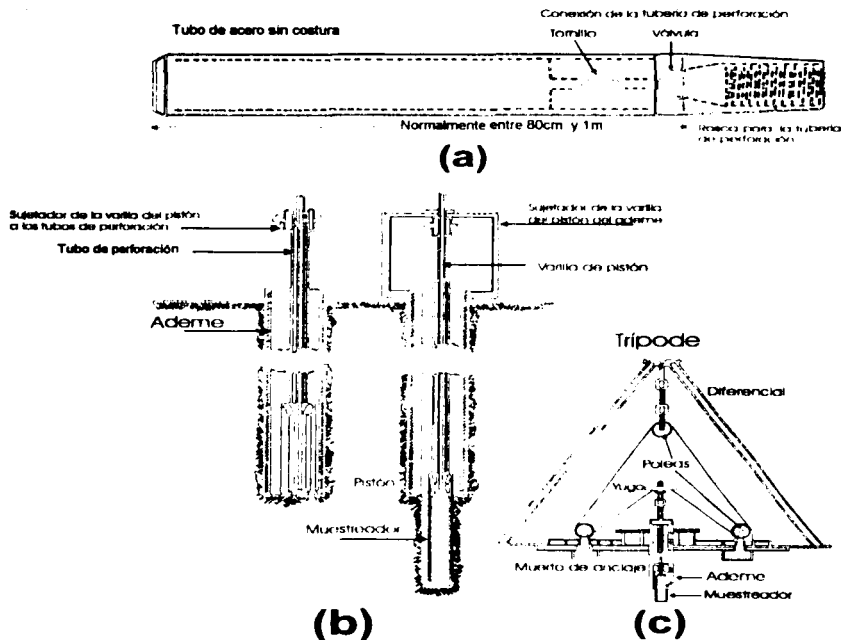


Fig. 3.5 MUESTREADORES DE TUBO DE PARED DELGADA

- a) Tipo shelby.
- b) De pistón.
- c) Dispositivo de hincado por presión de un diferencial.

### PRUEBAS DE LOS SUELOS *IN-SITU*

Se pueden utilizar las pruebas in-situ en varias circunstancias, para mejorar la definición de las condiciones naturales del terreno, obtener datos de las propiedades del suelo y varios parámetros de análisis empírico y aplicaciones de diseño.

#### • Método de penetración estándar

Este método es entre todos los exploratorios preliminares el que proporciona mayor facilidad en la práctica y proporciona más información confiable del subsuelo, probablemente es también el más ampliamente usado en México. En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos, característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En suelos plásticos la prueba permite conocer resultados confiables de la resistencia a la compresión simple, además es posible obtener muestras alteradas representativas del suelo en estudio. El equipo necesario en este método consta de un muestreador especial (muestreador o penetrometro estándar) de dimensiones establecidas, que aparece esquemáticamente en la fig. 3.6

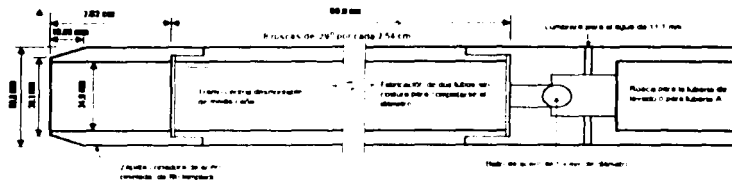
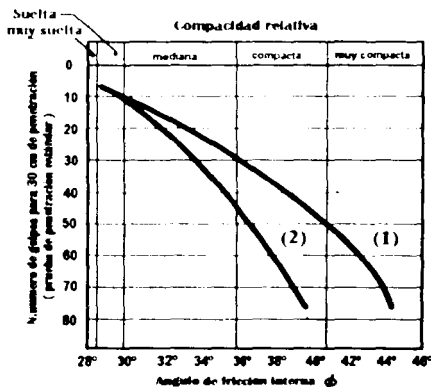


Fig. 3.6 PENETRÓMETRO ESTÁNDAR ( peso total 6.8 kg.)

Al momento de que la excavación haya alcanzado la profundidad a la que se requieren obtener muestras del terreno, se retira la herramienta de ataque y el fondo de la perforación es limpiado de manera cuidadosa, posteriormente el penetrómetro llamado de media caña conectado al extremo inferior de la tubería de perforación se hace descender hasta tocar el fondo y mediante golpeo el muestreador es introducido en el terreno 15 cm, desde este momento deben contarse los golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30 cm., a continuación se hace penetrar el muestreador en toda su longitud. Al retirar el penetrómetro, el material que se encuentra en su interior constituye la muestra destinada para pruebas de laboratorio.

La mayor utilidad e importancia del método de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en campo y laboratorio de diversos suelos, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad del material, el ángulo de fricción interna  $\phi$  en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple  $q_u$  en arcillas, con el número de golpes requeridos para que el muestreador penetre los 30 cm especificados. Para obtener estas relaciones basta realizar la prueba estándar en estratos accesibles y obtener muestras inalteradas confiables, realizando suficiente número de comparaciones pueden obtenerse correlaciones estadísticas dignas de confianza. En la práctica esto se ha logrado en los suelos friccionantes, existen tablas y graficas dignas de credito y aplicables al trabajo practico; en el caso de los suelos arcillosos plasticos las correlaciones de la prueba estándar con  $q_u$  son mucho menos confiables; en la fig. 3.7, la grafica muestra la correlación que ha sido muy usada para arenas y suelos predominantemente friccionantes.



(1) Relación para arenas de grano anguloso o redondeado de mediano a grueso

(2) Relación para arenas finas y para arenas limosas.

Fig. 3.7 CORRELACION ENTRE EL NUMERO DE GOLPES EN 30 cm DE PENETRACION ESTÁNDAR Y EL ANGULO DE FRICCION INTERNA DE LAS ARENAS

En la gráfica anterior se observa que al aumentar el número de golpes se tiene mayor compactación en la arena consecuentemente mayor ángulo de fricción interna  $\phi$ , también se observa que en arenas limpias medianas o gruesas para el mismo número de golpes, se tiene un  $\phi$  mayor que en arenas limpias finas o que en arenas limosas.

#### • Método de penetración cónica

Las pruebas de penetración de cono cuasiestáticas y dinámicas "CPT" mejoran en forma muy efectiva la definición del perfil al proporcionar un registro continuo de la resistencia a la penetración, la resistencia a la penetración del cono cuasiestática también se correlaciona con la densidad relativa "D", el ángulo de fricción  $\phi$  y la compresibilidad de los suelos de grano grueso, así como con la resistencia al cortante no drenada de los suelos cohesivos; con la CPT también se obtienen parámetros empíricos para diseñar las cimentaciones.

La prueba CPT normal consiste en enterrar un cono de 60° y 10 cm<sup>2</sup> a una velocidad entre 1.5 y 2.5 cm/s y registrar la resistencia a la penetración del cono (ASTM D3441), también se puede incorporar una cámara para medir la resistencia friccional durante la penetración, el cono se puede hincar ensamblando la tubería parte por parte (penetrómetro mecánico) o en forma continua (penetrómetro electrónico); se dispone de conos dinámicos de muchos tamaños pero normalmente se tiene un diámetro de 2 pulgadas con un vértice de 60°, se hincan con golpes de un martillo de 140 lb que se suelta desde una altura de 30 pulgadas. Los penetrómetros de cono que se hincan en forma automática se usan mucho en Europa Occidental y son portátiles y fáciles de operar. El método de martillo sonoro autocontenido es el que se aplica en forma más amplia y se ha estandarizado; en la fig. 3.8, se muestran algunos de los conos más comunes utilizados en mecánica de suelos.

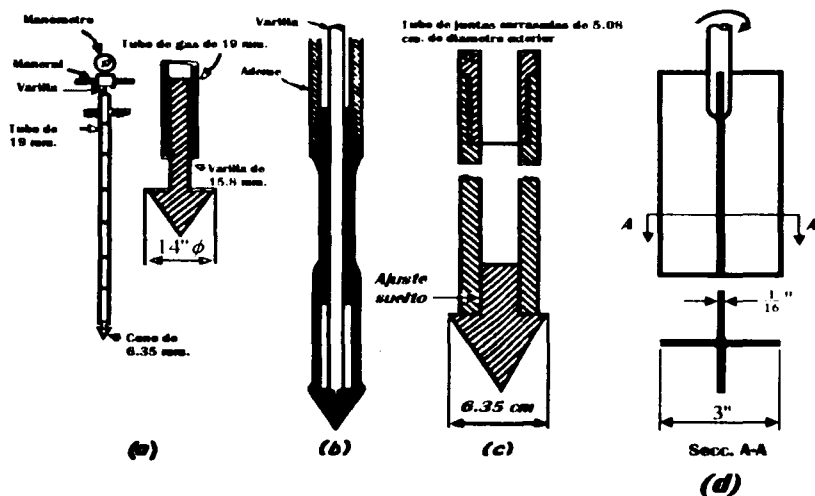


Fig. 3.8

TIPOS DE CONO

### ● Métodos rotatorios para roca

Con frecuencia en las perforaciones es necesario **atravesar estratos de boleos o gravas que presentan dificultades para ser perforados** con las herramientas hasta aquí descritas, es necesario el **empleo de herramientas más pesadas como: barretones con taladros de acero duro que se suspenden por medio de cables y se dejan caer sobre el estrato** en cuestión y en algunos casos se emplean explosivos para penetrar el estrato. Cuando en el trayecto de la perforación se interpone un bloque de naturaleza rocosa no es posible lograr penetración con los métodos descritos anteriormente, los métodos que se emplean en mantos de boleos y gravas no suelen dar un resultado aceptable en roca más o menos sana y además tienen el inconveniente básico de no proporcionar muestras de los materiales explorados; cuando un **gran bloque** o un estrato rocoso se interpone en la perforación es indispensable recurrir al empleo de máquinas perforadoras a rotación, con broca de diamantes o del tipo caliz.

La colocación de los diamantes en las brocas depende del tipo de roca a atacar, en rocas duras es recomendable **usar brocas con diamantes tanto en la corona para agrandar la perforación y permitir el paso del muestreador con facilidad**, como en el interior para reducir el diámetro de la muestra. En rocas medianamente duras suele resultar suficiente emplear brocas con inserciones de carburo de tungsteno en la corona. En rocas suaves del tipo de lutitas, pizarras, etc., basta usar broca de acero duro con diente de sierra, la fig. 3.9, muestra un esquema de una máquina perforadora, muestreadores de corazón comunes y algunos tipos de brocas.

Otras pruebas in-situ que se utilizan en ocasiones para obtener datos de las propiedades del suelo incluyen las **pruebas de carga con placa (PLT)**, las de pozo de cortante (BHS) y las de dilatómetro. La técnica PLT puede ser útil **para obtener datos de la compresibilidad de suelos y rocas**. La técnica BHS es útil **para caracterizar los parámetros de resistencia al cortante efectiva en suelos de drenaje relativamente libre**, así como los **parámetros de resistencia al cortante (no drenada) de esfuerzos totales en suelos de grano fino**. Las pruebas de dilatómetro **permiten investigar el esfuerzo efectivo horizontal y la compresibilidad del suelo**. En algunos de los tipos más recientes de pruebas se **utilizan sondas de diámetros pequeños que miden la respuesta de la presión del poro, las emisiones acústicas, el grueso de la densidad y el contenido de humedad durante la penetración**.

Como parte de la investigación geotécnica, las pruebas de prototipo de carga, **representan una variante de las pruebas in-situ, pueden incluir pruebas de carga en pilotes o en el suelo para investigar el asentamiento y la estabilidad, así como pruebas a escala natural o menor de elementos superficiales de cimentación**. La factibilidad de la construcción se **puede comprobar en estos casos por medio de excavaciones a cielo abierto, pruebas de hincado de pilotes, excavación de pozos, pruebas de fracturación de las rocas, pruebas de desecado y otras**. (G. Sanglerat, "The Penetrometer and Soil Exploration," Elsevier Publishing Company, Amsterdam; E. Baguelin, J. E. Jezequel, and D. H. Shields, "The Pressuremeter and Foundation Engineering," Tras Tech Publications, Clausthal, Germany; Proceedings of the ASCE Specialty Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties, vol. 1, 1975, and in particular, J. W. Wineland, "Borehole Shear Device," and S. Marchetti, "A New In-Situ Test for the Measurement of Horizontal Soil Deformability," Raleigh, N.C.)



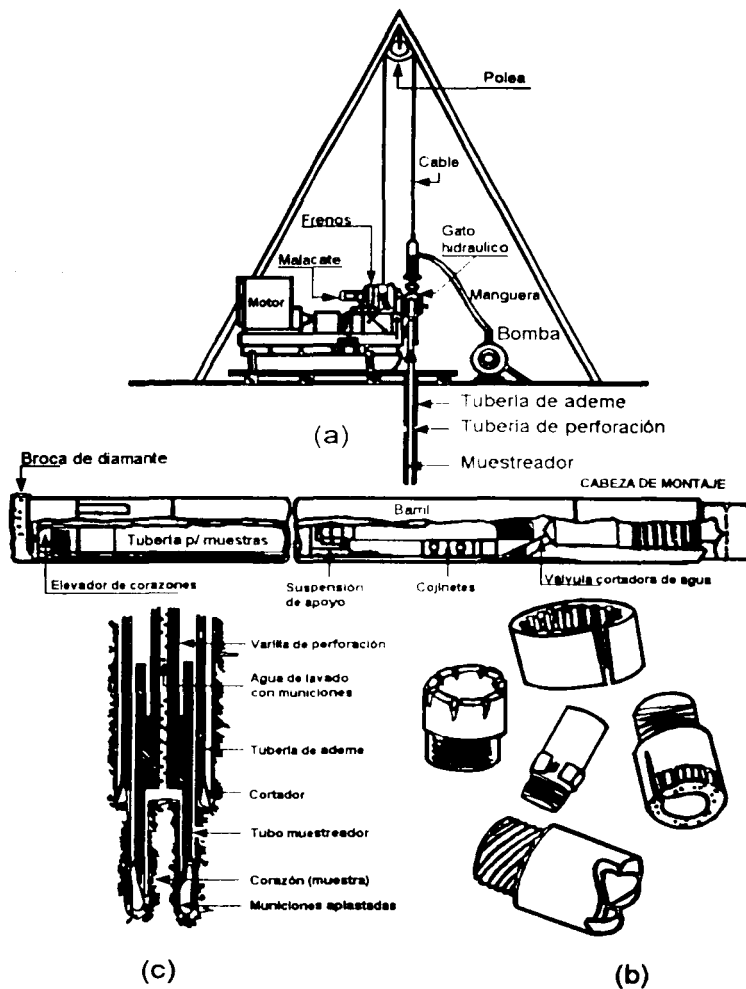


Fig. 3.9

## EQUIPO PARA MUESTREO EN ROCA

a) Máquina perforadora.

c) Muestreador tipo cáliz.

b) Muestreador para broca de diamante.

d) Algunos tipo de brocas.

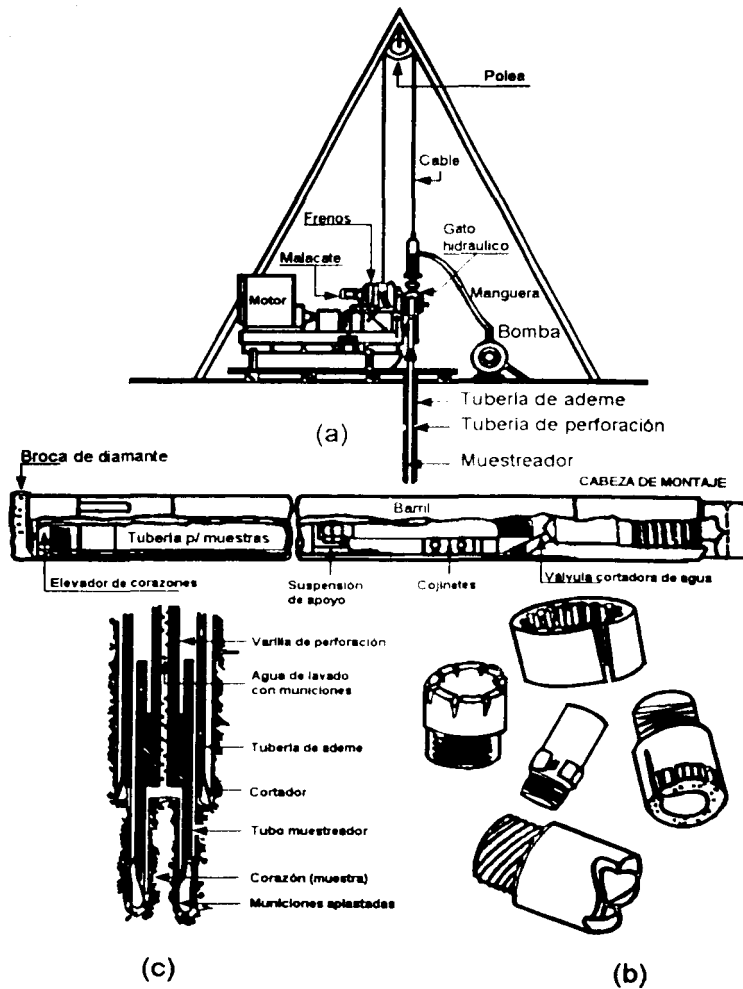


Fig. 3.9

## EQUIPO PARA MUESTREO EN ROCA

a) Máquina perforadora.

c) Muestreador tipo cáliz.

b) Muestreador para broca de diamante.

d) Algunos tipo de brocas.

## INVESTIGACIONES GEOFISICAS

Con frecuencia, las mediciones geofísicas son valiosas cuando se estima la continuidad de los estratos del suelo y roca entre los lugares de las perforaciones de prueba y, en ciertas circunstancias, permiten reducir la cantidad necesaria de sondeos. Asimismo, algunas de estas mediciones pueden proporcionar datos para conocer las propiedades del suelo y las rocas. A continuación se describen las técnicas más comunes con aplicación en la ingeniería. Las técnicas de propagación de ondas sísmicas incluyen la refracción sísmica, la reflexión sísmica y las mediciones de transmisión directa de ondas. Las técnicas de refracción permiten medir la velocidad de propagación de ondas sísmicas generadas desde una fuente que produzca energía, hasta detectores (geófonos) localizados a varias distancias de la fuente. El principio de la inspección por refracción sísmica se fundamenta en la refracción de las ondas sísmicas en las fronteras de estratos con impedancias acústicas diferentes.

### • Método sísmico

Este procedimiento se funda en la diferente velocidad de propagación de las ondas vibratorias de tipo sísmico a través de diferentes medios materiales, las mediciones realizadas sobre diversos medios permiten establecer que esa velocidad de propagación varía entre 150 y 2,500 m/s. en suelos correspondiendo los valores mayores a mantos de grava muy compactos y los menores a arenas sueltas; los suelos arcillosos tienen valores medios, mayores para las arcillas duras y menores para las suaves. En roca sana los valores fluctúan entre 2,000 y 8,000 m/seg., como término de comparación se menciona el hecho de que en el agua la velocidad de propagación de este tipo de onda es del orden de 1,400 m/seg. Esencialmente el método consiste en provocar una explosión en un punto determinado del área a explorar usando una pequeña carga de explosivo, usualmente nitroamonio, en la zona a explorar se sitúan registradores de ondas (geófonos), separados entre sí de 15 a 30 m. la función de los geófonos es captar la vibración que se transmite amplificada a un oscilógrafo central que marca varias líneas una para cada geófono. El tiempo de recorrido de una onda refractada está determinado por su ángulo crítico que depende de la naturaleza del suelo y de la roca, un esquema del dispositivo aparece en la Fig. 3.10

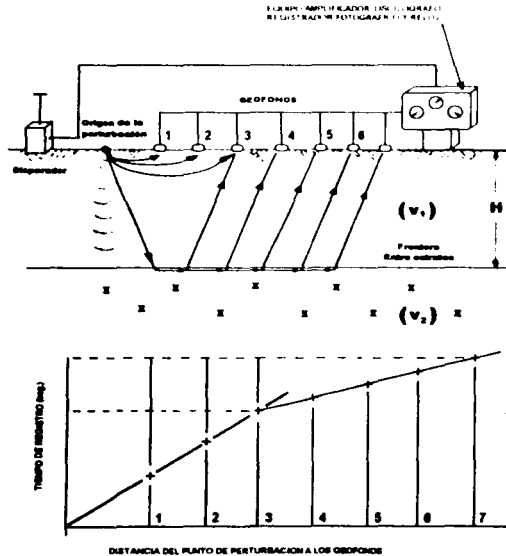


Fig. 3.10 ESQUEMA DEL DISPOSITIVO PARA EXPLORACION GEOFISICA POR EL METODO SIMICO

Puede construirse una gráfica que relacione la distancia del geófono al punto donde se originó la perturbación, con el tiempo que tardó en registrarse la onda en ese geófono; como las ondas directas y refractadas comienzan a llegar al geófono en tiempos diferentes bien determinados, pueden calcularse de la gráfica anterior los valores típicos de  $v_1$  y  $v_2$ . En los geófonos próximos al punto de la explosión las ondas directas llegan antes; en los geófonos alejados llegan primero las refractadas. Hay un punto frontera (el 3 de la fig. 3.10), en la cual los dos tipos de onda llegan a la vez dibujando los instantes en que el geófono recibe la primera excitación en función del alejamiento del geófono, se obtienen dos rectas. Hasta el punto 3 (en el caso de la fig. 3.10) el primer impulso es de onda directa, en la que el tiempo de excitación es proporcional a la distancia del geófono, de 3 en adelante, la primera excitación es de onda refractada en la que el tiempo es una cierta función:  $a + bx$ , de la distancia representando "a" el tiempo constante en que se recorren los dos tramos inclinados hasta y desde la roca basal. Se obtienen así dos rectas que evidentemente, han de cruzarse en la abscisa del punto 3. Si  $x_1$  es la abscisa de tal punto, puede demostrarse en la fig. 3.10 que:

FORMULA 3.1

$$H = \frac{x_1}{2} \left( \frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1} \right)$$

Donde:

$H$  = es el espesor del estrato de suelo homogéneo.

$v_1$  y  $v_2$  = pueden determinarse de las pendientes de las 2 rectas de la fig. 3.10

Los estudios reales no son tan sencillos frecuentemente se hace necesaria una gran experiencia por parte del técnico que ha de interpretar los resultados obtenidos y suele ser necesaria una exploración convencional del suelo para una interpretación más correcta de dichos resultados.

#### b) Método de resistividad eléctrica

Este método se basa en el hecho de que los suelos dependiendo de su naturaleza, presentan una mayor o menor resistividad eléctrica cuando una corriente es inducida a su través; su principal aplicación está en el campo de la minería, pero en Mecánica de Suelos se ha aplicado para determinar la presencia de estratos de roca en el subsuelo.

La resistividad eléctrica de una zona de suelo puede medirse colocando cuatro electrodos igualmente espaciados en la superficie y alineados, los dos extremos conectados en serie a una batería son los electrodos de corriente (medida por un miliamperímetro), en tanto que los interiores se denominan de potencial y están conectados a un potenciómetro que mide la diferencia de potencial de la corriente circulante fig. 3.11. Los electrodos de corriente son simples varillas metálicas, con punta afilada, mientras que los de potencial son recipientes porosos llenos de una solución de sulfato de cobre, que al filtrarse al suelo garantiza un buen contacto eléctrico. La resistividad se puede calcular a partir de las lecturas del miliamperímetro  $I$ , del potenciómetro  $V$  y de la separación entre los electrodos  $d$ , con la fórmula:

FORMULA 3.2

$$\rho = 2\pi d^2 \frac{V}{I}$$

El método permite en primer lugar medir las resistividades a diferentes profundidades en un mismo lugar y en segundo, para medir la resistividad a una misma profundidad a lo largo de un perfil; lo primero se logra aumentando la distancia  $d$  entre electrodos permitiendo que la corriente penetre a mayor profundidad del subsuelo, lo segundo se logra conservando  $d$  constante y desplazando todo el equipo sobre la línea a explorar. Las mayores resistividades corresponden a rocas duras, siguiendo rocas suaves, gravas compactas, etc. teniendo los menores valores los suelos suaves saturados.

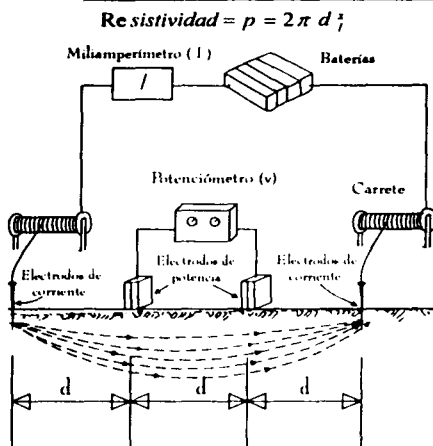


Fig. 3.11 ESQUEMA DEL DISPOSITIVO PARA EXPLORACIÓN GEOFÍSICA POR EL MÉTODO DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA

## CLASIFICACIÓN DE SUELOS Y ROCAS

En su origen, todos los suelos son el producto de la alteración química o de la desintegración mecánica de un macizo rocoso, el cual ha sido expuesto a los procesos de intemperismo. Posteriormente, los componentes del suelo pueden ser modificados por los medios de transporte, como el agua, el viento y el hielo; así también por la inclusión y descomposición de materia orgánica, en consecuencia los depósitos de suelo pueden ser conferidos a una clasificación geológica, al igual que una clasificación de elementos constitutivos.

Según su formación, los tipos de roca se clasifican ampliamente en ígneas, metamórficas y sedimentarias. La capacidad de carga (calidad) asignada a la roca, para el diseño o el análisis, debe reflejar el grado de alteración de los minerales debido al intemperismo, la frecuencia de discontinuidades dentro de la masa rocosa y la susceptibilidad de deterioro cuando la roca es expuesta.

### Sistema unificado de clasificación de suelos

Es el más ampliamente utilizado entre los diversos sistemas de clasificación, que se basan en los componentes del suelo, y correlaciona el tipo de suelo con el comportamiento generalizado del mismo. Todos los suelos se clasifican como de grano grueso (si el 50% de las partículas que lo componen son  $> 0.074$  mm), de grano fino (si el 50% de las partículas que lo componen son  $< 0.074$  mm) o predominantemente orgánicos (véase la tabla **succs**). Los suelos de grano grueso se subdividen por el tamaño de sus partículas en: boleos (partículas mayores de 8 pulgadas), cantos (de 3 a 8 pulgadas), gravas y arena. Para arenas **S** y gravas **G** la distribución del tamaño del grano se identifica como mal graduado **P** o bien graduado **W**, como está indicado por el símbolo del grupo en la tabla. La presencia de fracciones de suelo de grano fino (menores del 50%), como el limo y la arcilla, se indica por los símbolos **M** y **C** respectivamente. Las arenas también pueden clasificarse en gruesas (mayores que la malla No. 10), medias (menores que la No. 10 y mayores que la No. 40), o finas (menores que la No. 40). Debido a que las propiedades de estos suelos, por lo general son influidas en forma significativa por la densidad relativa  $D_r$ , la relación entre la densidad in-situ y la  $D_s$ , se considera importante (véase en los parámetros del suelo).

Los suelos de grano fino se clasifican por su límite líquido y el índice de plasticidad, en arcillas orgánicas **OH** o limos **OL**, arcillas inorgánicas **CH** o **CL**, o en limos o limos arenosos **MH** o **ML**, como se muestra en la tabla **suces**. Para los suelos limosos y orgánicos, los símbolos **H** y **L** denotan alto o bajo potencial de compresibilidad, y en el caso de las arcillas denotan alta o baja plasticidad. La consistencia de los suelos cohesivos se estiman comúnmente en las muestras de suelo por medio del penetrómetro de bolsillo y el torcómetro. Los intervalos de consistencia se expresan como sigue:

- Blanda: menor de 0.25 t/pie<sup>2</sup>
- Media: de 0.25 a 0.5 t/pie<sup>2</sup>
- Firme: de 0.5 a 1.0 t/pie<sup>2</sup>
- Muy firme: de 1.0 a 2.0 t/pie<sup>2</sup>
- Dura: mayor a 2.0 t/pie<sup>2</sup>

### Clasificación de las rocas

La roca obtenida del muestreo de corazones se caracteriza en general por su tipo, grado de alteración (intemperismo) y continuidad del corazón (en donde las observaciones sean posibles la estructura de la roca puede ser mapeada), las clasificaciones de la calidad de la roca se basan generalmente en los resultados de las pruebas de compresión, en las condiciones de los corazones, o bien en ambos.

Los tipos comunes de roca que encontramos en ...

- los depósitos igneos son: basalto, granito, diorita, riolita y andesita;
- los depósitos metamórficos son: esquistos, gneiss, cuarcita, pizarra y mármol.
- los depósitos sedimentarios son: esquistos, arenisca, conglomerado y caliza.

**Estructura de la roca y grado de fracturación.** Controlan en general el comportamiento de la masa rocosa que no ha sido alterado en forma significativa por los procesos de intemperismo, es necesario caracterizar los rasgos regionales y locales que pueden influir en el diseño de las cimentaciones, excavaciones y lumbreras en la roca; la información de publicaciones geológicas y mapas es útil para definir las tendencias regionales relativas a la orientación de los techos, sistemas de juntas principales, fallas, etc.

**Índices de calidad de la roca.** Se determinan de la inspección de corazones, incluyen la frecuencia de fracturas "FF" y la designación de la calidad de la roca "RQD", FF es el número de fracturas naturales que se presentan por pie o en la muestra, mientras que el RQD es la longitud acumulada de los pedazos de roca mayores o iguales a 4 pulgadas naturalmente separados, y se expresa como porcentaje de la longitud del corazón extraído. La magnitud de la calidad de la roca también puede basarse en el índice de velocidad, que se obtiene en pruebas de laboratorio y en las pruebas in-situ de propagación de ondas sísmicas. El índice de velocidad está dado por  $(V_s / V_p)^2$ , donde  $V_s$  y  $V_p$  representan las velocidades de las ondas sísmicas medidas in-situ y en pruebas de laboratorio respectivamente. El RQD y el índice de velocidad propuestos para la clasificación de la calidad de la roca y las correlaciones de deformabilidad in-situ se presentan en la tabla 3.2.

Una magnitud de la resistencia relativa a la calidad de los corazones de roca, representativos de los elementos intactos de la masa rocosa propuesta por Deere y Miller, está basada en la prueba de resistencia a la compresión simple (UC) y el módulo tangente a la mitad de la UC. Considerando que algunas rocas tienden a desintegrarse rápidamente ( punto de quiebre) ante la exposición atmosférica, el potencial de desquebrajamiento deber ser determinado a partir de pruebas de laboratorio, éstas pruebas comprenden emersión en agua, abrasión, mojado y secado repetidos, y otras pruebas especiales como la prueba de desintegración-durabilidad.

## SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS "SUCCS"

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACIÓN EN EL CAMPO (Excluyendo las partículas mayores de 7.6 cm (3") y basando las fracciones en pesos estimados)			SIMBOLOS DEL GRUPO	NOMBRES TÍPICOS	INFORMACIÓN NECESARIA PARA LA DESCRIPCIÓN DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO		
<b>SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS</b> Más de la mitad del material es retenido en la malla N° 200 (Las partículas de 0.075 mm de diámetro (malla 200) son aproximadamente las más pequeñas visibles a simple vista)	<b>GRAVAS</b> Más de la mitad de la fracción gruesa pasa a malla N° 4 (Para clasificación, su gruesa puede usarse 1.2 cm, como equivalente a la abertura de malla N° 4)	AMPLIA GAMA EN LOS TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS Y CANTIDADES APROPIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	GW	Gravas bien graduadas mezclas de grava y arena con poco o nada de finos	Desde el nombre típico indíquese los porcentajes aproximados de grava y arena tamaño máximo, angulosidad características de la superficie y dureza de las partículas gruesas nombre local y geológico (cualequiera otra información descriptiva pertinente) y el símbolo entre paréntesis.  Para los suelos inalterados agreguese información sobre estratificación, compactación, condiciones de humedad y características de drenaje.	Coeficiente de uniformidad $C_u$ Coeficiente de curvatura $C_c$ $C_u > 4$ $C_c$ entre 1 y 3 No satisfacen todos requisitos de gradación para GW		
		Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños con ausencia de algunos tamaños intermedios	GP	Gravas mal graduadas mezclas de grava y arena con poco o nada de finos				
		Fracción fina poco o nada plástica (Para identificación vease grupo MI abajo)	GM	Gravas limosas mezclas de grava arena y limo				
		Fracción fina plástica (Para identificación vease grupo CL abajo)	GC	Gravas arcillosas mezclas de grava arena y arcilla				
		Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apropiables de todos los tamaños intermedios	SW	Arenas bien graduadas arenas con grava con poco o nada de finos				
		Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños con ausencia de algunos tamaños intermedios	SP	Arenas mal graduadas arenas con grava con poco o nada de finos				
	<b>ARENAS</b> Más de la mitad de la fracción gruesa pasa a malla N° 4 (Para clasificación, su gruesa puede usarse 1.2 cm, como equivalente a la abertura de malla N° 4)	Fracción fina poco o nada plástica (Para identificación vease grupo MI abajo)	SM	Arenas limosas mezclas de arena y limo	EJEMPLO Arena limosa con grava con un 20% de grava de partículas duras angulosas y de 15 cm de tamaño máximo arena gruesa a fina de partículas redondeadas o subangulosas a redondo de 15% de finos no plásticos de baja resistencia en estado seco compacta y húmeda en el lugar arena aluvial (SM)	Límites de plasticidad abajo de la línea A o menor que 4 Límites de plasticidad abajo de la línea A con mayor que 7 No satisfacen todos requisitos de gradación para SW		
		Fracción fina plástica (Para identificación vease grupo CL abajo)	SC	Arenas arcillosas mezclas de arena y arcilla				
		PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA N° 40						
		RESISTENCIA EN ESTADO SECO (Relación de las características al compactamiento)	DILATANCIA (Relación al agitar)	TENACIDAD (Consistencia cerca del límite plástico)				
<b>SUELOS DE PARTICULAS FINAS</b> Más de la mitad del material pasa la malla N° 200 (Las partículas de 0.075 mm de diámetro (malla 200) son aproximadamente las más pequeñas visibles a simple vista)	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido menor de 50	Nula a ligera	Rápida o lenta	Nula	ML	Limos inorgánicos poco de roca limos arenosos o arcillas ligeramente plásticos	Desde el nombre típico indíquese el grado y carácter de la plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, nombre local y geológico (cualequiera otra información descriptiva pertinente) y el símbolo entre paréntesis.  Para los suelos inalterados agreguese información sobre la estructura, estratificación, consistencia tanto en estado inalterado como remojado, condiciones de humedad y drenaje.	EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS G Grava C Suelos orgánicos W Bien graduada L Baja compresibilidad S Arena A Arcilla P Turba R Mal graduada M Alta compresibilidad
	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido mayor de 50	Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	MH	Limos inorgánicos limos micáceos o diatomáceos limos elásticos		
	Alta a muy alta	Nula	Alta	CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad arcillas hancas			
<b>SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS</b>	Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa	Media a alta	Alta a muy alta	Ligera a media	OH	Arcillas inorgánicas de media a alta plasticidad limos orgánicos de media plasticidad	EJEMPLO Limo arcilloso café ligeramente plástico porcentaje reducido de arena fina numerosos agujeros verticales de raíces firme y seco en el lugar (SSS (ML))	COMPARANDO SUELOS A IGUAL LIMITE LÍQUIDO LA TENACIDAD Y LA RESISTENCIA EN ESTADO SECO AUMENTAN CON EL ÍNDICE PLÁSTICO
		EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS G Grava C Suelos orgánicos W Bien graduada L Baja compresibilidad S Arena A Arcilla P Turba R Mal graduada M Alta compresibilidad						

**CARTA DE PLASTICIDAD PARA LA CLASIFICACION DE SUELOS DE PARTICULAS FINAS EN EL LABORATORIO**

ÍNDICE PLÁSTICO

LÍMITE LÍQUIDO

La alteración de los minerales de la roca debido a los procesos de intemperismo, se asocia a menudo con la reducción de la dureza de la roca y el incremento de la porosidad y decoloración. En un estado avanzado de intemperismo la roca puede contener suelo dentro de las grietas, ser fácilmente abrasible, romperse súbitamente, y exhibir (aunque no necesariamente) un RQD o FE reducido. La magnitud del grado de alteración de la roca, cuando se tiene acceso a corazonas, representa una ayuda valiosa en la estimación de la calidad de la roca.

(D. U. Deere and R. P. Miller, "Classification and Index Properties for Intact Rock," Technical Report AFWL-TR-65-116, Airforce Special Weapons Center, Kirtland Airforce Base, New Mexico, 1966.)

TABLA 3.2 CLASIFICACIONES DE LA CALIDAD DE LAS ROCAS Y CORRELACIONES DE DEFORMABILIDAD

Clasificación	RQD	Índice de velocidad	Deformabilidad $\epsilon_{\text{c}}/\epsilon_{\text{t}}$
Muy pobre	0 - 25	0 - 0.20	Por abajo de 0.20
Pobre	25 - 50	0.20 - 0.40	Por abajo de 0.20
Mediana	50 - 75	0.40 - 0.60	0.20 - 0.50
Buena	75 - 90	0.60 - 0.80	0.50 - 0.80
Excelente	90 - 100	0.80 - 1.00	0.80 - 1.00

## DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES Y PARAMETROS DEL SUELO

Las propiedades básicas del suelo y sus parámetros pueden subdividirse en categorías físicas, índices y mecánicas. Las propiedades físicas del suelo comprenden: densidad, tamaño y distribución de partículas, gravedad específica y contenido de agua. Los parámetros índice de los suelos cohesivos abarcan el límite líquido, límite plástico, límites de contracción y actividad, tales parámetros son útiles para la clasificación de suelos cohesivos y proveen correlaciones con las propiedades mecánicas de los suelos, las propiedades mecánicas de los suelos y sus parámetros describen el comportamiento de los suelos bajo esfuerzos inducidos y cambios del medio ambiente. Para la mayoría de las aplicaciones geotécnicas son importantes, la resistencia, deformabilidad y permeabilidad de los suelos in-situ y de los compactados. La American Society for Testing and Materials (ASTM) determina los procedimientos de pruebas para las propiedades más comunes de los suelos y sus parámetros.

### Propiedades físicas de los suelos

El contenido de agua  $w$  de una muestra de suelo representa el peso del agua libre contenida en la muestra, expresada como un porcentaje del peso seco.

El grado de saturación  $S$  de la muestra, es el porcentaje de la relación del volumen del agua libre contenida en la muestra y el volumen total de vacíos. La porosidad  $n$  que es una medida de la cantidad relativa de vacíos es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total del suelo:

$$n = \frac{V_v}{V}$$

La relación entre  $V_v$  y el volumen ocupado por las partículas del suelo  $V_s$  define la relación de vacíos  $e$ ; dado  $e$ , el grado de saturación puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{wG_s}{e}$$

$G$  representa la gravedad específica de las partículas del suelo, en la mayoría de los suelos orgánicos  $G$  se encuentra comúnmente en el rango de  $2.67 \pm 0.05$ .



El peso volumétrico seco  $\gamma_d$  de una muestra del suelo con cualquier grado de saturación, puede calcularse como:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_w G_s S}{1 + w G_s}$$

$\gamma_w$  es el peso volumétrico del agua y se toma por lo general como 62.4 lb/pies<sup>3</sup> para agua pura y 64.0 lb/pies<sup>3</sup> para agua de mar. La distribución del tamaño de partículas (granulometría) de los suelos, puede determinarse por análisis mecánico (mallas) y también en forma combinada con el análisis del hidrómetro, si la muestra contiene una cantidad significativa de partículas finas, menores de 0.074 mm (malla No. 200). La granulometría de las partículas en combinación con el máximo y el mínimo, y la densidad in-situ de los suelos no cohesivos pueden proveer útiles correlaciones con las propiedades mecánicas.

### Parámetros índice de los suelos

El límite líquido de los suelos cohesivos representa un estado cercano al líquido, esto es una resistencia al corte no drenada alrededor de 0.01 lb/pies<sup>2</sup>. El contenido de agua para el cual el suelo deja de presentar un comportamiento plástico se denomina límite plástico. El límite de contracción representa el contenido de agua a partir del cual dejan de ocurrir variaciones volumétricas con la reducción del contenido de agua. Los parámetros de correlación más útiles son el índice de plasticidad  $I_p$ , el índice líquido  $I_L$ , el índice de contracción  $I_c$  y la actividad  $A_c$ . Estos parámetros se definen en la tabla 3.3. La densidad relativa de los suelos cohesivos puede expresarse en términos de la relación de vacíos  $e$ , o el peso volumétrico seco  $\gamma_d$ .

$$D_r = \frac{e_{\max} - e_D}{e_{\max} - e_{\min}}$$

$$D_r = \frac{\frac{1}{\gamma_{\min}} - \frac{1}{\gamma_d}}{\frac{1}{\gamma_{\min}} - \frac{1}{\gamma_{\max}}}$$

La  $D_r$  determina una propiedad de los suelos no cohesivos y permite correlacionarse con otros parámetros, como el ángulo de fricción, la permeabilidad, la compresibilidad, el módulo esfuerzo cortante-deformación, resistencia al corte cíclica, etc.

TABLA 3.3 PARÁMETROS ÍNDICE DEL SUELO

ÍNDICE	Definición*	Correlación
Plástico	$I_p = W_L - W_p$	Resistencia, compresibilidad, compactabilidad y otros
Líquido	$I_L = \frac{W_L}{I_r} - \frac{W_p}{I_r}$	Compresibilidad y estado de esfuerzos
Contracción	$I_c = W_p - W_s$	Potencial de contracción
Actividad	$A_c = \frac{I_p}{\mu}$	Potencial de expansión y otros

\*H. B. Seed and I. M. Idriss, Report no. EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1970."

## PRUEBAS REALIZADAS EN LABORATORIO A LAS MUESTRAS OBTENIDAS EN CAMPO

### RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS COHESIVOS

Dentro de ciertos límites, los suelos se comportan bajo la acción de las cargas como los materiales elásticos, aunque en algunos casos se producen deformaciones mayores que las normales, teniéndose que recurrir entonces a cálculos que tengan en cuenta la plasticidad del suelo. Una muestra de suelo sometida a un esfuerzo de corte tiende a producir un desplazamiento de las partículas entre sí o de una parte de la masa del suelo, con respecto al resto del mismo.

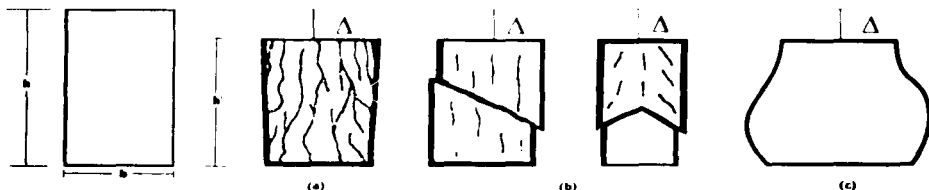


Fig. 3.12 COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS BAJO LA ACCIÓN DE CARGAS

En el primer caso fig. 3.12 a se dice que hay un disgregamiento de las partículas, en el segundo caso fig. 3.12 b se dice que la masa se desliza a lo largo de ciertas líneas de rotura, o si la masa de suelo es plástica se produce lo que se denomina fluencia plástica fig. 3.12 c. Estos movimientos dentro de la masa de suelo tienden a ser contrarrestados por la llamada resistencia al corte del suelo. Se acepta que la resistencia al corte  $\tau$  de un suelo viene dada por la ecuación de Coulomb:

FORMULA 3.3

$$\tau = c + p_i \tan \phi$$

donde:

$\tau$  = Resistencia al corte del suelo, en  $\text{kg/cm}^2$ ,

$c$  = Cohesión del suelo, en  $\text{kg/cm}^2$

$p_i$  = Presión intergranular, en  $\text{kg/cm}^2$

$\phi$  = Angulo de fricción interna del suelo, el cual se supone que es constante.

En general los suelos poseen al mismo tiempo cohesión y fricción interna, sin embargo, existen dos casos límites:

a) Las arenas lavadas y secas que no poseen cohesión en ellas la carga de ruptura se produce para un valor de:

FORMULA 3.4

$$\tau = p_i \tan \phi$$

La envolvente del círculo de Mohr pasa por el origen como observa en la figura siguiente.

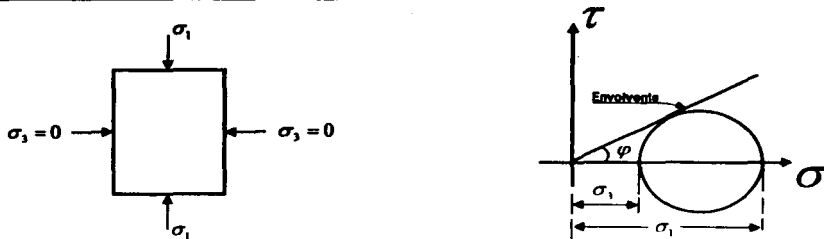


Fig. 3.13 REPRESENTACION DE LA ENVOLVENTE DE MOHR

b) Las arcillas blandas, se comportan como si  $\phi$  fuese igual a cero, resultando la carga de ruptura constante e igual a la cohesión del suelo como se indica en la fig. 3.14, por lo tanto:

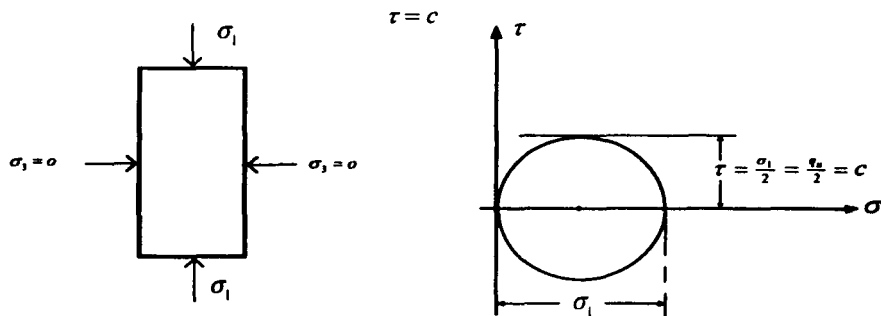


Fig. 3.14 ESFUERZOS PRINCIPALES Y ESFUERZO DE RUPTURA

- $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  son esfuerzos principales
- $q_u$  es el esfuerzo unitario de ruptura a compresión no confinada.

La cohesión se puede definir como la adherencia entre las partículas del suelo debida a la atracción entre ellas en virtud de las fuerzas moleculares.

El *ángulo de fricción interna* es un valor de convenio introducido para simplificar, y se le considera constante aunque no lo es. El ángulo de fricción interna depende de la uniformidad de las partículas del suelo, del tamaño y forma de los granos y de la presión normal.

#### DETERMINACION DEL ESFUERZO DE CORTE.

Se puede determinar la resistencia cortante no drenada ( $C_u$ ) de los suelos cohesivos, bajo carga estática, con varias pruebas de laboratorio como son la de compresión uniaxial, compresión triaxial (TC) o extensión (TE), cortante simple, cortante directo y cortante de torsión. La prueba de laboratorio TC es la de más uso y mejor comprendida. Las pruebas triaxiales implican la aplicación de una presión confinante controlada  $\sigma_3$  y de un esfuerzo axial  $\sigma_1$  a una muestra de suelo. Se puede mantener  $\sigma_3$  constante e incrementar  $\sigma_1$  hasta la falla (pruebas TC), o se puede conservar  $\sigma_1$  constante mientras se disminuye  $\sigma_3$  hasta la falla (pruebas TF). Los especímenes se pueden probar en condiciones drenadas o no drenadas.

La prueba de compresión triaxial no consolidada-no drenada (UU) es apropiada y se usa mucho para determinar  $C_u$  en muestras de buena calidad relativa (poco alteradas). En suelos que no presentan cambios de estructura bajo condiciones de presiones altas de consolidación, las pruebas consolidadas - no drenadas (pruebas CU), realizadas de acuerdo con el procedimiento de pruebas SHANSEP, mitigan los efectos de la alteración de las muestras. "C.C. Ladd and R. Foott, New Design Procedures for Stability of Soft Clays, ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, vol. 99, no. G17, 1974."

En suelos cohesivos que se comportan como arcillas normales, se puede definir la relación entre la resistencia cortante no drenada normalizada  $C_u / \sigma'_{v0}$  y el radio de sobreconsolidación OCR, independientemente del contenido de agua del espécimen de prueba por medio de:

$$\frac{C_u}{\sigma'_{v0}} = K(OCR)^n$$

en donde  $C_u$  se normaliza por el esfuerzo efectivo vertical cortante inicial, la presión efectiva de sobrecarga  $\sigma'_{v0}$  o la presión de consolidación  $\sigma'_{h0}$ , en condiciones de prueba triaxial OCR es la relación de la presión preconsolidada y la presión de sobrecarga.

El parámetro K representa el  $C_u / \sigma'_{v0}$  del suelo en un estado consolidado normalmente y  $n$  depende principalmente del tipo de prueba de cortante. En las pruebas de compresión triaxial CU, K es en forma aproximada  $0.32 + 0.02$  y es mínimo en suelos de plasticidad baja y máximo en suelos con índices de plasticidad  $I_p$  mayores del 40%, por lo general el exponente  $n$  se encuentra en el intervalo de  $0.70 \pm 0.05$  y tiende a ser más alto cuando OCR es menor de 4.

Las pruebas de cortante in-situ con veleta también se utilizan con frecuencia para obtener valores de  $C_u$  en arcillas blandas y firmes. Las pruebas se hacen comúnmente tanto en suelo inalterado como en remoldeado para investigar la sensibilidad del suelo, que es la relación entre la resistencia del suelo inalterado y la del remoldeado. Esta prueba no es aplicable en arenas o limos o donde se puedan presentar intrusiones duras (nódulos, conchas, gravas y otras). La resistencia cortante drenada de los suelos cohesivos es importante en el diseño y control de la construcción de terraplenes en terreno blando, así como en otros cálculos que incluyan análisis de esfuerzos efectivos. Por lo común la resistencia cortante drenada se expresa con el criterio de falla de Mohr-Coulomb como:

$$\tau_f = c' + \sigma'_n \tan \phi'$$

Los parámetros  $c'$  y  $\phi'$  representan la cohesión efectiva y el ángulo de fricción efectivo, respectivamente.  $\sigma'_n$  representa el esfuerzo efectivo normal al plano de falla por cortante y se puede expresar en términos del esfuerzo total  $\sigma_n$  como  $(\sigma_n - u_f)$ , donde  $u_f$  es el exceso de presión de poro del agua en la falla que se produce por cambios en los esfuerzos principales ( $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2$ ). En los suelos saturados, se expresa en términos del parámetro de la presión del poro del agua  $A_f$  a la falla como:

$$u_f = A_f \Delta\sigma_1 + A_f (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)_r$$

Los parámetros de esfuerzos efectivos  $c', \phi'$  y  $A_f$  se determinan con facilidad por medio de las pruebas de cortante triaxial CU o, a excepción de  $A_f$  con las pruebas consolidadas drenadas CD. A lo largo de planos de falla preformados, después de movimientos grandes, los suelos cohesivos presentan una resistencia cortante muy reducida (residual). El ángulo correspondiente de fricción efectiva  $\phi'_r$  depende de  $I_p$ . En muchos suelos cohesivos,  $\phi'_r$  también es una función de  $\sigma'_n$ . El parámetro  $\phi'_r$  se aplica en un análisis de estabilidad en suelos donde han ocurrido movimientos previos (deslizamientos).

Las cargas cíclicas que producen inversiones completas de los esfuerzos disminuyen la resistencia cortante de suelos cohesivos saturados al inducir un incremento progresivo de la presión del poro del agua. El monto de la degradación depende principalmente de la intensidad del esfuerzo cortante cíclico, del número de ciclos de carga, de los antecedentes de esfuerzos del suelo y del tipo de prueba cíclica que se utiliza. El potencial de degradación de la resistencia se puede determinar con pruebas post-cíclicas UII.

### PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL.

El estudio de la línea de resistencia intrínseca o envolvente de Mohr de los suelos, puede llevarse a cabo por medio de la prueba de compresión triaxial. La prueba de compresión triaxial se lleva a cabo envolviendo en una membrana impermeable un espécimen cilíndrico del suelo que se desea probar, cuyas bases quedan en contacto con cabezas sólidas provistas de piedras porosas que sirven de filtro, los filtros están conectados a tubos delgados provistos de válvulas que permiten gobernar la salida o entrada del agua al espécimen, tales tubos de drenaje están conectados a una bureta graduada con la que se puede conocer el volumen de agua expulsado o absorbido por el suelo. La unión entre la membrana y las cabezas se realiza con banda de hule para garantizar un sello hermético. Todo el conjunto queda encerrado en una cámara que se conecta a un tanque de agua a presión. La tapa superior de la cámara es atravesada por un vástago delgado que pasa por un depósito de grasa a presión que evita las fugas de agua a lo largo de la pared del vástago y reduce a un mínimo la fricción de esta contra la tapa.

La prueba de compresión triaxial puede ejecutarse de diferentes maneras

a) *Prueba rápida o sin drenaje*. En este caso se aplica una presión de agua a la cámara que se transmite hidrostáticamente al espécimen actuando sobre la membrana y las cabezas. Las válvulas de drenaje se cierran antes de aplicar la presión al agua, y permaneciendo cerradas se comienza a cargar axialmente la muestra de suelo desde el exterior de la cámara, aplicando al vástago una carga creciente hasta alcanzar la falla que generalmente se presenta a lo largo de un plano inclinado. Un micrómetro nos marca las deformaciones longitudinales del espécimen.

b) *Prueba rápida-consolidada*. En este tipo de prueba se aplica presión al agua de la cámara y se abren las válvulas de drenaje del espécimen permitiendo que la presión de los fluidos de los poros, producida por el incremento de presión aplicada al espécimen, se disipe completamente, es decir, se permite la consolidación total de la probeta de suelo bajo la presión aplicada exteriormente. La observación de las deformaciones longitudinales mediante el micrómetro y del volumen de agua expulsada que se registra en la bureta graduada, a través del tiempo, suministran datos para trazar la curva de consolidación correspondiente e identificar el tiempo en el que se ha logrado la totalidad de la consolidación primaria.

Una vez alcanzado el 100% de consolidación primaria se procede a cerrar las válvulas de drenaje y se incrementa el esfuerzo axial aplicando carga al vástago hasta hacer fallar la probeta.

Mientras que en la prueba rápida o sin drenaje el contenido de agua del espécimen de suelo permanece constante, en la prueba rápida-consolidada cambia dicho contenido de agua porque se permite la salida de los fluidos (agua y gases) durante el proceso de consolidación bajo la presión lateral.

c) *Prueba lenta*. De igual manera que en la prueba anterior, en la prueba triaxial lenta se permite la consolidación completa del suelo bajo la presión de la cámara, pero las válvulas de drenaje no se cierran al aplicar la carga axial sobre el vástago. Además, la aplicación de la mencionada carga axial se hace en incrementos pequeños colocados a intervalos de tiempo suficientemente largos para garantizar que la presión de poro generada por el incremento anterior se disipe completamente antes de aplicar el siguiente. En estas condiciones puede decirse que prácticamente, los esfuerzos aplicados exteriormente a la probeta son siempre esfuerzos efectivos o intergranulares, ya que la presión de poro puede considerarse nula durante todo el proceso.

d) *Prueba gigante*. En esta prueba triaxial se emplean especímenes de 15 cm. de diámetro y una relación de esbeltez de 2.5 a 3, tiene esta prueba por objeto el ensayar agregados gruesos como gravas-arenas o mezclas de ellos; el procedimiento de prueba es igual a los ya explicados.

Las cargas cíclicas que producen inversiones completas de los esfuerzos disminuyen la resistencia cortante de suelos cohesivos saturados al inducir un incremento progresivo de la presión del poro del agua. El monto de la degradación depende principalmente de la intensidad del esfuerzo cortante cíclico, del número de ciclos de carga, de los antecedentes de esfuerzos del suelo y del tipo de prueba cíclica que se utiliza. El potencial de degradación de la resistencia se puede determinar con pruebas post-cíclicas (11).

### **PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL.**

El estudio de la línea de resistencia intrínseca o envolvente de Mohr de los suelos, puede llevarse a cabo por medio de la prueba de compresión triaxial. La prueba de compresión triaxial se lleva a cabo envolviendo en una membrana impermeable un espécimen cilíndrico del suelo que se desea probar, cuyas bases quedan en contacto con cabezas sólidas provistas de piedras porosas que sirven de filtro, los filtros están conectados a tubos delgados provistos de válvulas que permiten gobernar la salida o entrada del agua al espécimen; tales tubos de drenaje están conectados a una bureta graduada con la que se puede conocer el volumen de agua expulsado o absorbido por el suelo. La unión entre la membrana y las cabezas se realiza con banda de hule para garantizar un sello hermético. Todo el conjunto queda encerrado en una cámara que se conecta a un tanque de agua a presión. La tapa superior de la cámara es atravesada por un vástago delgado que pasa por un depósito de grasa a presión que evita las fugas de agua a lo largo de la pared del vástago y reduce a un mínimo la fricción de esta contra la tapa.

La prueba de compresión triaxial puede ejecutarse de diferentes maneras:

a) **Prueba rápida o sin drenaje** En este caso se aplica una presión de agua a la cámara que se transmite hidrostáticamente al espécimen actuando sobre la membrana y las cabezas. Las válvulas de drenaje se cierran antes de aplicar la presión al agua, y permaneciendo cerradas se comienza a cargar axialmente la muestra de suelo desde el exterior de la cámara, aplicando al vástago una carga creciente hasta alcanzar la falla que generalmente se presenta a lo largo de un plano inclinado. Un micrometro nos marca las deformaciones longitudinales del espécimen.

b) **Prueba rápida-micromedada** En este tipo de prueba se aplica presión al agua de la cámara y se abren las válvulas de drenaje del espécimen permitiendo que la presión de los fluidos de los poros, producida por el incremento de presión aplicada al espécimen, se disipe completamente, es decir, se permite la consolidación total de la probeta de suelo bajo la presión aplicada exteriormente. La observación de las deformaciones longitudinales mediante el micrometro y del volumen de agua expulsada que se registra en la bureta graduada, a través del tiempo, suministran datos para trazar la curva de consolidación correspondiente e identificar el tiempo en el que se ha logrado la totalidad de la consolidación primaria.

Una vez alcanzado el 100% de consolidación primaria se procede a cerrar las válvulas de drenaje y se incrementa el esfuerzo axial aplicando carga al vástago hasta hacer fallar la probeta.

Mientras que en la prueba rápida o sin drenaje el contenido de agua del espécimen de suelo permanece constante, en la rápida consolidada cambia dicho contenido de agua porque se permite la salida de los fluidos (agua y gases) durante el proceso de consolidación bajo la presión lateral.

c) **Prueba lenta** De igual manera que en la prueba anterior, en la prueba triaxial lenta se permite la consolidación completa del suelo bajo la presión de la cámara, pero las válvulas de drenaje no se cierran al aplicar la carga axial sobre el vástago. Además, la aplicación de la mencionada carga axial se hace en incrementos pequeños colocados a intervalos de tiempo suficientemente largos para garantizar que la presión de poro generada por el incremento anterior se disipe completamente antes de aplicar el siguiente. En estas condiciones puede decirse que prácticamente, los esfuerzos aplicados exteriormente a la probeta son siempre esfuerzos efectivos o intergranulares, ya que la presión de poro puede considerarse nula durante todo el proceso.

d) **Prueba gigante** En esta prueba triaxial se emplean especímenes de 15 cm. de diámetro y una relación de esbeltez de 2.5 a 3, tiene esta prueba por objeto el ensayar agregados gruesos como gravas-arenas o mezclas de ellos; el procedimiento de prueba es igual a los ya explicados.

## REPRESENTACION GRAFICA DE LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS TRIAXIALES

Considerando al suelo como homogéneo e isotrópico y despreciando los efectos de la restricción impuesta al espécimen por las cabezas sólidas, el estado de esfuerzos de un elemento cualquiera del interior del espécimen puede representarse mediante el círculo de Mohr para el caso de esfuerzo plano como se muestra en la figura (a) en la que el esfuerzo principal menor,  $\sigma_3$ , es igual a la presión de la cámara, y  $\sigma_1$  (esfuerzo axial) igual a la presión de la cámara más el incremento de esfuerzo axial debido a la carga aplicada al vástago.

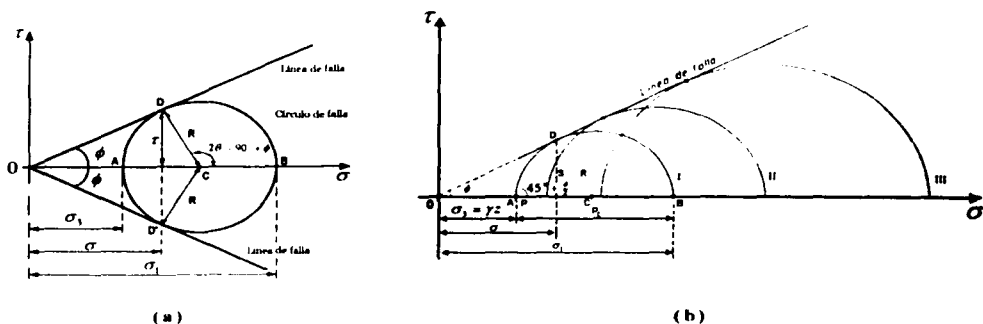


Fig. 3.15 REPRESENTACION DE ESFUERZOS DE LA PRUEBA TRIAXIAL.

Si para un mismo material se ejecutan varias pruebas de compresión triaxial del mismo tipo, empleando en cada una de las pruebas un valor diferente de  $\sigma_3$ , se requerirá en cada caso, un valor de  $\sigma_1$  para alcanzar la falla. Trazando un círculo de esfuerzos en cada valor de  $\sigma_3$  y el correspondiente de  $\sigma_1$  que produjo la falla, se obtiene una serie de círculos como los que muestra la figura (b) que representan el estado de esfuerzo, de diversos especímenes probados en el momento de la falla. La envolvente de tales círculos recibe el nombre de línea de resistencia intrínseca o envolvente de Mohr.

La forma de la envolvente de falla varía con el material según que este sea granular, cohesivo o intermedio; para un mismo suelo depende de su relación de vacíos, grado de saturación y tipo de prueba.

En virtud de que casi para cualquier suelo es posible obtener una gran variedad de envolventes de Mohr dependiendo de las condiciones en que se desarrollen las pruebas, se crea la necesidad de establecer un criterio para decidir sobre el tipo de prueba a emplear en un problema práctico y las condiciones en que deban de prepararse los especímenes.

Como la finalidad primordial de todos los ensayos es la de obtener datos que sean representativos de las características mecánicas de los suelos en cada caso particular, es indispensable que las determinaciones de resistencia de los suelos al esfuerzo cortante reproduzcan en el laboratorio las condiciones de relación de vacíos, grado de saturación, grado de consolidación, estado de esfuerzo y rapidez de aplicación de las cargas.

Consideremos, por ejemplo, el caso de la determinación de la estabilidad de un talud formado por material permeable; si el talud no está expuesto a saturación y se conserva seco, el análisis deberá basarse en los resultados de una prueba triaxial rápida o sin drenaje, efectuada en especímenes secos cuya relación de vacíos sea igual a la del material del talud. Si por el contrario la saturación del material durante la época de lluvias es inevitable, los especímenes deberán estar saturados y la prueba será del tipo rápida-consolidada.

## RESISTENCIA DE LOS SUELOS NO COHESIVOS

La resistencia de cortante de los suelos sin cohesión bajo carga estática se obtiene en general de los resultados de las pruebas TC drenadas o no drenadas a las que se incorporan mediciones de la presión del poro. El ángulo efectivo de fricción interna  $\phi'$  también se puede expresar con la ecuación (1), excepto que  $c'$  se toma como cero casi siempre. En los suelos sin cohesión  $\phi'$  depende de la densidad o relación de vacíos, de la graduación y de la forma y mineralogía de los granos.  $\phi'$  que depende del esfuerzo disminuye al aumentar  $\phi'_n$ , el esfuerzo efectivo normal al plano de falla por cortante. También se pueden utilizar en arenas las pruebas in-situ de penetración de cono para estimar  $\phi'$  de los registros de resistencia del cono  $q_c$ . Una aproximación relaciona directamente los valores límite de  $q_c$  con  $\phi'$ , donde  $q_c$  se incrementa con la profundidad en forma aproximadamente lineal, también se puede obtener  $\phi'$  de la pendiente de la curva  $q_c - \sigma_{v,0}$  contra  $\sigma_{v,0}$ , donde:  $\sigma_{v,0}$  = esfuerzo vertical total

$$\sigma'_{v,0} = \sigma_{v,0} - u, \quad u = \text{presión de poro del agua.}$$

(M.M. Baligh, Cavity Expansion in Sands with Curved Envelopes, ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, vol. 102, no. G13, 1976.)

La densidad relativa provee una correlación efectiva con  $\phi'$  para una graduación y forma de granos determinados y un rango normal de esfuerzos. Se puede interpretar  $D_r$  a partir de pruebas de resistencia a la penetración estándar cuyos resultados se encuentran graficados en la figura siguiente, también con pruebas de resistencia a la penetración de cono, o se pueden calcular los resultados de las pruebas de densidad máxima y mínima in-situ.

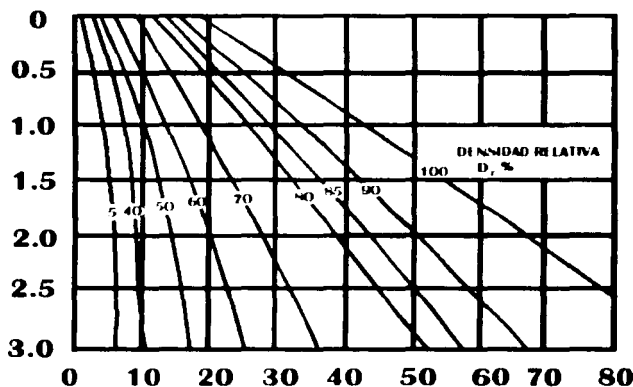


Fig. 3.16 RELACION ENTRE LA PENETRACION ESTANDAR, LA PRESION VERTICAL Y LA COMPACTACION RELATIVA PARA LAS ARENAS

En los suelos saturados y sin cohesión sujetos a cargas cíclicas se presenta una reducción importante de resistencia, si la carga cíclica se aplica con periodos menores al tiempo necesario para alcanzar una disipación significativa de la presión del poro. Si el número de ciclos de carga  $N_{11}$  es suficiente para generar presiones del poro que se aproximen a la presión de confinamiento en una zona de suelo, se inducen deformaciones excesivas y finalmente la falla (licuación). Para una presión de confinamiento dada y un nivel de esfuerzos cíclicos, el número de ciclos necesarios para inducir la licuación inicial  $N_{11}$  aumenta con el incremento de la densidad relativa  $D_r$ . La resistencia al cortante cíclico se investiga por lo común con pruebas triaxiales cíclicas y en ocasiones, con pruebas de cortante simple, directo y cíclico.

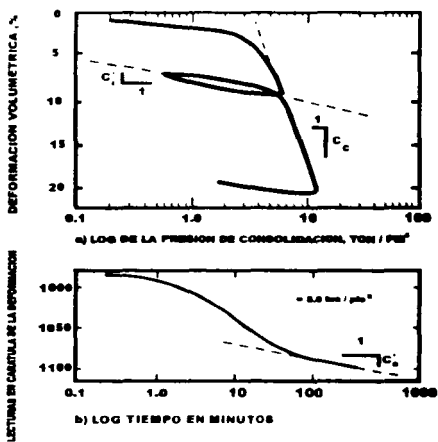


## DEFORMABILIDAD DE LOS SUELOS DE GRANO FINO

Las deformaciones de los suelos de grano fino se pueden clasificar en las que resultan por cambio de volumen, por distorsión (elástica) sin cambio de volumen o por una combinación de estas causas. Los cambios de volumen pueden presentarse en una dirección o, en presencia de esfuerzos cortantes impuestos en tres direcciones y pueden ocurrir en forma inmediata o ser dependientes del tiempo. Las deformaciones inmediatas se producen sin cambio de volumen durante la carga sin drenar de suelos saturados y con cambio de volumen por la reducción de los vacíos de aire dentro de los suelos no saturados. Durante los procesos de carga o descarga, la razón del cambio de volumen de suelos de grano fino saturados, está controlada por la velocidad del drenaje del agua del poro hacia adentro o hacia afuera de la zona del suelo sujeta a esfuerzos. Se denomina consolidación primaria a la fase de compresión del cambio del volumen retardado que está asociada con la disipación de la presión del poro bajo una carga constante. Una vez que se termina la consolidación primaria, en algunos suelos (en particular los que tienen un contenido orgánico importante) el volumen continúa disminuyendo en una proporción cada vez menor. A este comportamiento se le denomina compresión secundaria y se representa usualmente con una línea recta en una gráfica del logaritmo del tiempo contra la compresión.

A medida que los esfuerzos cortantes impuestos se convierten en una fracción importante de la resistencia al cortante sin drenar el suelo, se pueden presentar deformaciones que dependen del tiempo en condiciones de carga y volumen constantes; este fenómeno se denomina deformación de fluencia. La falla por esta deformación puede ocurrir si los factores de seguridad son insuficientes para mantener los esfuerzos cortantes aplicados por debajo del umbral de fluencia del suelo.

Los parámetros de cambio unidimensional de volumen se obtienen de pruebas de consolidación, en una curva normal del logaritmo de la presión de consolidación veremos la deformación unitaria volumétrica  $e_v$ , la fig. 3.17a demuestra la interpretación del índice  $C_c$  referido a la deformación del índice de recompresión  $C_r$  y del índice de expansión  $C_s$ . El índice de compresión secundaria  $C_{\alpha}$  representa la pendiente de la parte de la curva que es casi recta, de la deformación unitaria volumétrica, el logaritmo del tiempo que sigue a la consolidación primaria (Fig. 3.17b). Los parámetros  $C_r$ ,  $C_c$ ,  $C_{\alpha}$  se pueden estimar de manera aproximada a partir de las propiedades índice de los suelos.



Curvas típicas obtenidas de pruebas de consolidación con incrementos unitarios de carga.

Fig. 3.17

CURVAS TÍPICAS OBTENIDAS DE PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN ( con incrementos unitarios de carga )

El módulo de deformación que representa la deformación tridimensional se puede obtener de las curvas **esfuerzo - deformación** de las pruebas de cortante en el laboratorio, para aplicarse tanto en problemas de cambio de volumen como de deformación elástica. Se puede interpretar que el módulo representa un módulo secante  $E_s$  o un módulo tangente  $E_t$  para cualquier nivel de esfuerzos dado. Los módulos que representan las deformaciones drenadas y no drenadas combinadas, se pueden obtener de las curvas **esfuerzo - deformación** que resultan de las pruebas triaxiales - trayectoria de esfuerzos. Se escogen las trayectorias de esfuerzo seguidas para representar la secuencia de cargas y las condiciones de drenaje que simulen mejor las condiciones de campo. " T. W. Lambe and R. V. Whitman, Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc., New York "

## DEFORMABILIDAD DE LOS SUELOS DE GRANO GRUESO

La deformación de la mayor parte de los suelos de grano grueso ocurre en forma casi exclusiva por cambios de volumen con una razón que equivale esencialmente con la razón del cambio de esfuerzo, los módulos de deformación son no lineales en forma notable, con respecto al cambio de esfuerzos y son dependientes del estado inicial de los esfuerzos del suelo. Algunos suelos de grano grueso presentan un fenómeno retardado de cambio volumétrico conocido como rezago por fricción, este comportamiento es análogo a la compresión secundaria de los suelos de grano fino y puede constituir una parte importante de la compresión en los suelos de grano grueso compuestos de partículas débiles o de formas agudas. El método de laboratorio que se describió anteriormente para obtener los parámetros de deformación drenada en suelos de grano fino, tiene una aplicación limitada en suelos de grano grueso, porque es difícil obtener muestras razonablemente malteradas. Se pueden realizar pruebas en muestras reconstituidas, pero se deben utilizar con precaución ya que la constitución del suelo, la edad y los antecedentes de esfuerzos no se pueden simular de modo adecuado en el laboratorio, en consecuencia se aceptan como mas confiables las técnicas de pruebas in-situ, que en la actualidad representan un enfoque mas promisorio para identificar las propiedades de los suelos sin cohesión.

La prueba cuasistática de penetración de cono CPF es una de las pruebas in-situ más útiles que sirve para investigar la deformabilidad de los suelos sin cohesión, se ha relacionado el modulo secante  $E_s$  ton/pie<sup>2</sup> con la resistencia al cono  $q_c$  por medio de correlaciones entre las pruebas de carga con placa a pequeña escala y las pruebas de carga en cimentaciones por medio de la siguiente ecuación.

$$E_s = \alpha q_c$$

Se informa que el parámetro varia entre 1.5 y 3 para las arenas y se puede expresar en términos de la densidad relativa  $D_r$  como  $2(1 + D_r^2)$ , también se puede obtener  $\alpha$  de las relaciones entre  $q_c$  y la resistencia a la penetración estándar  $N_6$ , si se supone que

$q_c$  para los conos mecánicos (Delft) o que  $q_c$  para la punta del cono electrónico (tipo Fugro), es alrededor de 6 para grava arenosa, 5 para arena gruesa, 4 para arena limpia y 3 para limo arenoso. Sin embargo, debe tenerse en mente que las características de  $E_s$  que se obtienen de  $q_c$  o  $N_6$ , son estrictamente empíricas y en ciertas circunstancias se pueden obtener características erróneas. Uno de los metodos mas antiguos para calcular la deformabilidad in-situ de los suelos de grano grueso es la prueba de carga - soporte a pequeña escala. Se han utilizado los datos que se obtienen con estas pruebas para obtener un factor de escala que permita conocer el  $\rho$  asentamiento de una cimentación, a partir del asentamiento  $\rho_1$  de una placa de 1 pie cuadrado. Este factor  $\rho$  está dado en función del ancho B de la cimentación como:

$$\frac{\rho}{\rho_1} = \left( \frac{2B}{1+B} \right)^2 \dots \dots \dots a$$

A partir de una solución de semiespacio elástico, se puede expresar  $E'_s$  a partir de los resultados de una prueba de carga con placa, en términos de la relación de la presión de apoyo con el asentamiento  $k_p$  de la placa como:

$$E'_s = \frac{k_p (1 - \mu^2)^{0.4}}{4B(1.1B)^2}$$

$\mu$  representa la relación de Poisson, que casi siempre se considera que varía entre 0.30 y 0.40. En la ecuación **a** se supone que  $\rho_1$  se obtiene de una placa rígida circular de 1 pie de diámetro y que  $B$  es el diámetro equivalente del área de apoyo de una cimentación normal. Las fórmulas empíricas como la ecuación **a** pueden ser erróneas debido a la pequeña variedad de tamaños de cimentación usados y a la gran dispersión de los datos básicos. Por otra parte, no se presta atención a las variaciones de las características y a los antecedentes de esfuerzos de los suelos de apoyo. "J. K. Mitchell and W. S. Gardner, "In-Situ Measurement of Volumen Change Characteristics, ASCE Specialty Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, N. C., 1975; K. Terzaghi and R. B. Peck, Soil Mechanics and Engineering Practice," John Wiley & Sons, Inc., New York."

Se han utilizado pruebas con presión & (PMT) en suelos y rocas blandas para obtener  $E'_s$  con los datos de presión radial contra cambio volumétrico, que se generan al expandir una sonda cilíndrica dentro de una perforación. La preparación correcta de la perforación de acceso es muy importante, porque los suelos sin cohesión son sensibles a grados comparativamente pequeños de alteración del suelo.

#### ESTADOS DE ESFUERZO DE LOS SUELOS

La evaluación de los esfuerzos efectivos vertical  $\sigma'_{vm}$  y horizontal  $\sigma'_{ho}$  dentro de un depósito de suelo, y de los esfuerzos máximos efectivos  $\sigma'_{vm}$  impuestos al suelo desde su deposición, es un requisito general para definir el comportamiento del suelo. La relación  $\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}}$  se denomina relación de sobreconsolidación (OCR). Otro parámetro útil es la relación  $\frac{\sigma'_{ho}}{\sigma'_{vm}}$  que se denomina coeficiente de la presión de tierra en reposo  $K_0$ . Para un perfil piezométrico simple por gravedad, el esfuerzo efectivo de sobrecarga  $\sigma'_{vo}$  está relacionado directamente con la profundidad del agua del subsuelo bajo la superficie y con el peso unitario efectivo del estrato del suelo. Sin embargo, las condiciones del subsuelo se pueden caracterizar por perfiles piezométricos irregulares que no se pueden representar con un sistema gravitacional simple. Para estas condiciones, se requieren mediciones con piezómetros sellados para evaluar  $\sigma'_{vo}$ .

El esfuerzo máximo de preconsolidación  $\sigma'_{vm}$  de un depósito de suelo puede reflejar los esfuerzos impuestos antes de la erosión geológica o durante los periodos de disminución importante del agua del subsuelo, así como los efectos de desecación y de las excavaciones hechas por el hombre. El esfuerzo máximo de preconsolidación se interpreta por lo común a partir de pruebas de consolidación (con odómetro) en muestras inalteradas, al utilizar un procedimiento propuesto por A. Casagrande. En un procedimiento alternativo que propuso D. M. Burmister, se requiere incorporar un ciclo de descarga-recarga a la prueba de consolidación. J. M. Schmertmann propuso una técnica de interpretación que se recomienda para las muestras de prueba obviamente alteradas.

En el laboratorio se puede determinar el coeficiente de la presión de tierra en reposo  $K_0$  por medio de pruebas IC "sin deformación lateral" en muestras inalteradas de suelo o con pruebas de consolidación realizadas en odómetros construidos especialmente. También se ha propuesto obtener  $K_0$  de pruebas in-situ, CPT, PMT y con dilatómetro. En vista del efecto importante de la alteración de las muestras en los resultados de laboratorio y de la naturaleza empírica de las interpretaciones a las pruebas in-situ, son útiles las correlaciones siguientes de  $K_0$  con el ángulo de fricción  $\phi'$  y con OCR, tanto para suelos de grano fino como de grano grueso:

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi') OCR^m$$

Para los suelos sin cohesión sobreconsolidados se ha propuesto un valor para  $m = 0.5$ ; mientras que para suelos cohesivos se propone que  $m$  se considere en términos del índice de plasticidad  $I_p$  como  $0.581 \cdot 10^{-0.12}$

### PERMEABILIDAD DEL SUELO

El coeficiente de permeabilidad  $k$  es una medida de la velocidad del flujo de agua a través de un suelo saturado bajo un gradiente hidráulico de agua dado  $i$ , cm/cm y se define de acuerdo con la ley de Darcy como:

$$V = k i A$$

donde:

$V$  = velocidad del flujo, cm<sup>3</sup>/s.

$A$  = área de la sección transversal del suelo por donde pasa el flujo, cm<sup>2</sup>.

$k$  depende de la distribución del tamaño de los granos, de la relación de vacíos y de la constitución del suelo y por lo común puede variar desde 10 cm/s en las gravas, hasta menos de 10<sup>-7</sup> cm/s en arcillas. En los depósitos del suelo normales, la  $k$  del flujo horizontal es mas grande que la  $k$  del flujo vertical, con frecuencia por varios ordenes de magnitud. Se pueden realizar mediciones de la permeabilidad del suelo con pruebas de laboratorio o de campo, bajo un gradiente constante o que disminuye. También se pueden realizar en el campo pruebas de bombeo a gran escala, para obtener mediciones en una escala mucho mas grande de la permeabilidad de los estratos. Se han desarrollado correlaciones de  $k$  con la graduación del suelo y la densidad relativa o la relación de vacíos para varios materiales de grano grueso. Las correlaciones generales de  $k$  con las propiedades índice y físicas de los suelos son menos confiables porque pueden dominar a otros factores diferentes a la porosidad.

## DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LOS SUELOS

**Obtención directa de consistencia y capacidad relativa en suelos.**

**Medida directa de la resistencia al corte.** Se han ideado varios aparatos para hacer la medida directa de la resistencia al corte de los suelos cohesivos, especialmente en condiciones no drenadas.

### PRUEBA DE LA VELETA

La veleta es un dispositivo que sirve para medir la resistencia al corte de los suelos eminentemente cohesivos y suaves sin tener que extraer muestras malteradas de los mismos, es un aparato que mide el corte de los suelos directamente en el lugar; el aparato consiste de dos placas metálicas cruzadas que forman cuatro aletas de forma rectangular, las cuales se hincan en el suelo hasta que la parte superior de las espas queden lo suficientemente enterradas en el suelo a ensayar, esto se hace por medio de un vastago que las sujeta y sobre el cual se aplica un par de fuerzas que se mide por medio de un dinamómetro en el maneral; observese fig. 3.8 inciso d. La resistencia al corte del material cohesivo y suave se obtiene por medio de la fórmula:

$$\tau = \frac{P}{\pi l^2 \left( \frac{H}{2} + d \right)}$$

$\tau$  = Resistencia máxima al corte de la arcilla, en kg/cm<sup>2</sup> y que es igual a la cohesión  $c$  de la arcilla, igual a " $q_u$ " entre dos.

$P$  = Par o momento aplicado en el material en kg x cm. es un momento o par de ruptura aplicado.

$H$  = Altura de las placas rectangulares de la veleta en cm.

$d$  = Ancho de las placas en cm.

La fórmula anterior se obtiene de la consideración de que el momento que se desarrolla en el área lateral de ruptura dada por el giro de las placas es:

$$M_L = (\pi \times d \times H \times S)^2$$

el momento generado en cada una de las bases de giro de las paletas ( base inferior y base superior) equivale a:

$$M_B = \left( \frac{\pi d^2}{4} \times S \right)^2 \times \frac{d}{2}$$

En la obtención de este momento  $M_B$  se ha despreciado el efecto del vástago y se ha considerado un elemento resistente en la forma de sector circular, pues se ha tomado como brazo de palanca de la fuerza resistente la cantidad " 2/3 de  $d/2$ ". En el momento de la falla el momento resistente será igual al momento aplicado, por lo tanto, estando la veleta totalmente enterrada:

$$M_{max} = P = M_L + 2M_B = \frac{\pi d^2}{2} \times H \times S + 2 \left( \frac{\pi d^2}{4} \times S \times \frac{2}{3} \times \frac{d}{2} \right)$$

de donde:

$$\tau = \pi d^2 \left( \frac{H}{2} + \frac{d}{6} \right)$$

Se puede observar que en la fórmula anterior el denominador es una constante del aparato que puede determinarse de una sola vez para la veleta que se tenga, generalmente se propone que la altura  $H$  de las paletas sea igual al doble de la anchura  $d$  de las mismas. Por lo tanto, es posible medir no solamente la resistencia al esfuerzo cortante, sino también la sensibilidad de la arcilla. En los modelos mas refinados para la prueba de la veleta, se usa un ademe para eliminar la fricción en la varilla; en algunos equipos, una cubierta especial protege la veleta mientras el aparato se encaja en el suelo. A pesar de estos refinamientos, la veleta no puede usarse con éxito en arcillas que tengan resistencias a la compresión simple mucho mayores que 10 ton/m<sup>2</sup>, que contengan capas de arena y piedras, o que tengan estructura secundaria.

Una modificación llamada *torcómetro* fig. 3.18, permite la ejecución rápida de muchas pruebas de veleta en la superficie recién cortada de una muestra de arcilla rebanada longitudinalmente, o en la pared recién cortada de un pozo a cielo abierto. El valor del corte se lee directamente en el dispositivo en kg/cm<sup>2</sup>, por medio de adaptadores, pueden hacerse determinaciones confiables de resistencias al esfuerzo cortante que oscilen entre 1 y 50 ton/m<sup>2</sup>.

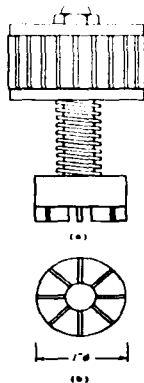
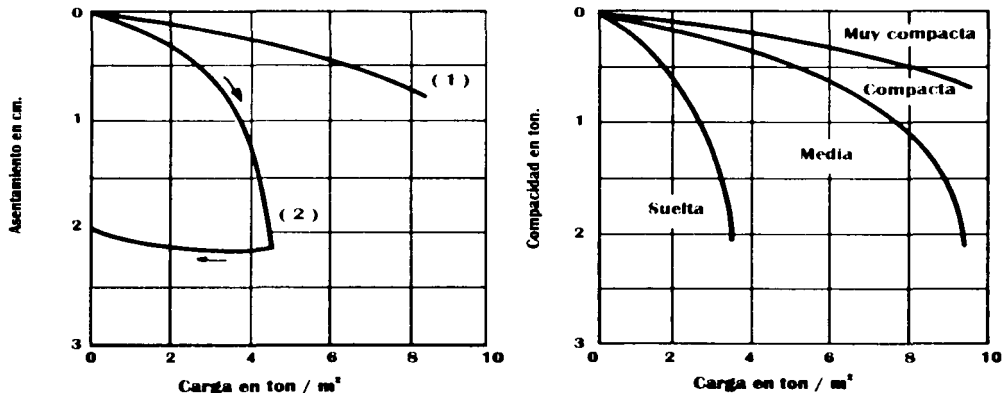


Fig. 3.18 TORCÓMETRO PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA AL CORTE DE LOS MATERIALES PARA LOS QUE  $S = C$

## CAPACIDAD DE CARGA DE LOS SUELOS

Las características de esfuerzo-deformación de los suelos y de las rocas blandas se investigan mediante pruebas de carga en el campo, en la mayoría de los proyectos la resistencia de los suelos se comprueba a un nivel propuesto de cimentación, efectuando pruebas de carga estática sobre zapatas modelo o de prueba; se excava un pozo a la profundidad propuesta para la prueba, el pozo se hace más amplio que el área de la zapata; por lo común, cuatro o cinco veces mayor. Las zapatas de prueba tienen por lo menos un tamaño de 0.30 x 0.30 m. de modo que el pozo deberá tener, como mínimo 1.20 x 1.20 m. Se aplica la carga vertical por incrementos, y se observa el asentamiento después de cada aplicación de carga, los resultados se dibujan en un diagrama carga-asentamiento fig. 3.19 a



- a) Diagramas de carga asentamiento para (1) arena limpia y compacta en un cajón de 7.9 m abajo del fondo de un río y (2) arena de compactación media en el fondo de un sondeo de 9.15 m
- b) Diagrama para estimar la compactación relativa de arena seca, tomando como base los resultados de una prueba estándar de carga sobre una placa de apoyo de 30 cm de lado

Fig. 3.19. DIAGRAMAS DE CARGA -ASENTAMIENTO Y DE COMPACTACIÓN RELATIVA EN ARENA

Los resultados de las pruebas de carga requieren una interpretación cuidadosa y en muchos casos pueden confundir al investigador a menos que el subsuelo sea uniforme en un espesor considerable abajo de la base de una cimentación propuesta, es probable que los resultados de las pruebas de carga aporten un falso concepto de la capacidad de carga del material inferior; sin embargo, las pruebas de carga pueden representar un método conveniente para investigar la compactación relativa de los depósitos de arena, especialmente para la calibración de los resultados de las pruebas de penetración.

Las pruebas de carga que se efectúan como se describe a continuación, se llaman *pruebas estándar de carga*. El pozo para la prueba debe tener cuando menos una sección cuadrada de 1.5 m de lado. La placa de carga debe ser cuadrada y de 30 cm de lado, y no se colocará sobrecarga en el terreno dentro de una distancia de 60 cm de los lados de la placa, como la humedad capilar produce una cohesión aparente que tiene influencia en los resultados de la prueba, las pruebas estándar de carga no deben ejecutarse dentro de la zona capilar. En las arenas gruesas, el efecto de la capilaridad es despreciable, pero en las arenas medias o finas puede ser causa de que se sobrestime en mucho la compactación relativa. En estas circunstancias, las pruebas deberán ejecutarse preferiblemente al nivel del agua freática.

Los resultados de las pruebas estándar de carga pueden interpretarse por medio de la fig. 3.19 b, que muestra los límites de las áreas ocupadas por las curvas carga-asentamiento para arenas de diferentes compacidades relativas. Si la prueba se ha efectuado al nivel del agua freática, los valores del asentamiento pueden reducirse en 50 %, antes de construir la curva carga-asentamiento, para compararla con las de la fig. 3.19 b, en algunos casos es conveniente hincar pilotes como medio para determinar la resistencia del suelo, posteriormente los pilotes pueden cargarse para determinar su capacidad portante.

## MEJORAMIENTO DE LOS SUELOS

Los suelos apropiados en cimentaciones requieren ser tratados para dar ciertas características deseadas, se deben hacer investigaciones de las condiciones del suelo y del agua superficial los resultados indicarán si se requiere mejorar o estabilizar el suelo, la estabilización del suelo puede aumentar la resistencia, incrementar o disminuir la permeabilidad, reducir la compresibilidad, mejorar la estabilidad o disminuir el levantamiento del suelo debido a heladas o hinchamiento. Las principales técnicas usadas son: rellenos reconstruidos, remplazo de suelos indeseables, sobrecargas, refuerzos, y así proporcionar al suelo estabilización mecánica, térmica y química.

### Estabilización mecánica de los suelos

Esta comprende una variedad de técnicas para redistribuir, añadir o remover partículas del suelo, el objetivo radica en incrementar la densidad del suelo, disminuir el contenido de agua o mejorar la graduación. Las partículas se pueden redistribuir al mezclar las capas de un suelo estratificado, al remoldear un suelo no perturbado o al aumentar la densidad de un suelo. Algunas veces se puede obtener el mejoramiento deseado con un drenaje nada más, sin embargo, con frecuencia se necesita una operación de compactación además del control del agua.

### Terraplenes

Con frecuencia se requiere colocar tierra sobre la superficie del terreno existente para nivelarlo o elevar su nivel, estos rellenos artificiales pueden ocasionar condiciones indeseables generados por una compactación impropia, cambios de volumen, asentamientos inesperados por el peso del relleno etc., para evitar condiciones indeseables los materiales de relleno, su graduación, colocación, grado de compactación y espesor deben ser adecuados para soportar las cargas esperadas. Los rellenos se pueden colocar secos empleando las técnicas y equipos convencionales o húmedos con drapas hidráulica, los rellenos húmedos se utilizan principalmente en la parte posterior de ataguas o en rellenos muy grandes. Para casi todos los propósitos se dispone de una variedad de suelos y tamaños de grano que son apropiados como rellenos; sin embargo, se debe prohibir utilizar materia orgánica o cascajo por economía, se requiere que la fuente del material de relleno se encuentre tan cerca del sitio como sea posible. En los rellenos las partículas de suelo que se encuentran en las 18 pulgadas por abajo del nivel de las cimentaciones, las o de la superficie del terreno no deben tener ninguna dimensión mayor de 3 pulgadas.

Para determinar si un suelo es apropiado como relleno y establecer una norma de compactación, con frecuencia se utiliza la prueba de relación humedad - densidad, o prueba Proctor (ASTM D698 y D1557). Se deben realizar varias de estas pruebas en el material de préstamo, para establecer las curvas de humedad - densidad. La cima de la curva indica la densidad máxima que se obtiene en el laboratorio con el método de prueba, así como el contenido óptimo de humedad. Cuando se requiere una capacidad de carga alta y baja compresibilidad se debe aplicar la norma ASTM D1557, cuando los requerimientos son menores, por ejemplo en rellenos bajo lotes de estacionamiento, se debe utilizar la ASTM D698. Las dos pruebas ASTM representan diferentes niveles de esfuerzo de compactación, pero en el campo se puede necesitar un esfuerzo de compactación mucho más alto que en el laboratorio. Por este motivo, en el sitio puede resultar una relación diferente de humedad - densidad y, por lo tanto, no se debe considerar a las pruebas Proctor como una propiedad inherente del suelo. A pesar de esto, los resultados de las pruebas indican la sensibilidad del material propuesto como relleno, el contenido de humedad y el grado de control de campo que puede ser necesario para obtener la densidad especificada.

## Compactación de rellenos

El grado de compactación que se requiere en un relleno se especifica casi siempre como un porcentaje mínimo de la densidad máxima seca que se obtiene en las pruebas de laboratorio, es necesario que esta compactación se alcance dentro de un nivel específico de humedad. En la mayor parte de los rellenos son apropiadas densidades mínimas del 90 al 95 % de la densidad máxima, sin embargo con frecuencia son necesarias compactaciones del 100% en carreteras, zapatas u otras áreas muy cargadas; además de esto, casi siempre se especifica un contenido de humedad dentro del 2 al 4 % del contenido de humedad óptimo. Las densidades de campo pueden ser mayores del 100 % de la densidad máxima que se obtiene en las pruebas de laboratorio. También con un esfuerzo de compactación más grande, se pueden alcanzar esas densidades con contenidos de humedad que no se encuentran en las curvas que se grafican con los resultados del laboratorio. (Los suelos de grano fino no se deben sobrecompactar con una humedad menor de la óptima, porque cuando se mojan se pueden expandir y ablandar mucho.)

En la mayor parte de los proyectos, el espesor de las capas se debe restringir de 8 a 12 pulgadas y cada capa se compacta antes de tender la siguiente, en proyectos grandes donde se utiliza equipo pesado de compactación son apropiadas capas de 18 a 24 pulgadas de espesor, la compactación que se alcanza en el campo se debe determinar al realizar en cada capa pruebas de densidad de campo, con ese propósito se deben medir la densidad húmeda, el contenido de humedad y calcularse la densidad seca. Las densidades de campo se pueden establecer con los métodos de cono de arena (ASTM D1556) o del valor volumétrico (ASTM D2167), en una muestra no alterada, o con el densímetro de humedad nuclear. En general, es suficiente una prueba de densidad de campo por cada 4 000 a 10 000 pies<sup>2</sup> de superficie de las capas. Los rellenos compuestos de suelos dragados que se colocan de forma hidráulica por lo general no se necesitan compactar durante su colocación aunque se puede producir la segregación de las fracciones de limo y arcilla, no es perjudicial pero se debe evitar la acumulación de los materiales de granos finos en oquedades de las ataguías o bajo las estructuras, con este propósito se pueden utilizar diques internos, represas o técnicas de decantación.

## Substitución o mezcla de los suelos

Cuando los materiales en o cerca de la superficie no son adecuados puede resultar económico removerlos y substituirlos con un relleno de suelo apropiado, como se describió en los terraplenes; cuando esto no es económico se debe considerar mejorar el suelo con otros métodos como incrementar su densidad, añadir o extraer partículas de suelo. Mezclar el suelo existente con materiales selectos o removerle partículas de ciertos tamaños puede cambiar sus propiedades considerablemente, por ejemplo, si se añade arcilla a un suelo sin cohesión en una región donde no hay heladas, puede hacer adecuado al suelo para la base de un camino (si no se obstaculiza mucho el drenaje), si se añade arcilla a un suelo permeable se puede reducir su permeabilidad lo suficiente como para utilizarlo en el fondo de un estanque, lavar las partículas más finas que 0.02 mm de la grava, provoca que el suelo sea menos susceptible al levantamiento por congelación (el límite superior deseable de esta fracción es 3 %).

## Sobrecargas

Donde hay suelos buenos que yacen sobre arcillas blandas compresibles que producirían asentamientos inaceptables, con frecuencia se puede hacer útil el sitio al sobrecargar o precargar la superficie; el objetivo es utilizar el peso de la sobrecarga para consolidar las arcillas subyacentes con lo que se compensa el asentamiento que ocurriría de otra forma en la estructura terminada. Un objetivo simultáneo puede ser incrementar la resistencia de las arcillas subyacentes. Si la arcilla blanda está cubierta con suelos que tienen una capacidad de carga adecuada, se puede cargar el área que se desea mejorar con tierra suelta de volteo hasta que el peso de la sobrecarga sea equivalente a la carga que impondrá después la estructura terminada. (Si están presentes arcillas de alta plasticidad o capas gruesas con poco drenaje interno, puede ser necesario insertar drenes de arena para alcanzar la consolidación en un tiempo razonable). Durante y después del tendido de la sobrecarga, se debe controlar de cerca el asentamiento de la superficie original del terreno y de la capa de arcilla. La sobrecarga se puede remover cuando se observe poco o ningún asentamiento. Si la operación de sobrecargar se ejecuta en forma apropiada la estructura terminada no debe experimentar más asentamientos debidos a la consolidación primaria, sin embargo, se deben evaluar los asentamientos potenciales a causa de la consolidación secundaria, en particular si los suelos blandos tienen un contenido alto de materia orgánica.



## Densificación

El incrementar la densidad de un suelo implica proporcionarle alguna forma de vibración, el incremento de la densidad alcanzado depende del tamaño de los granos que conformen el suelo; es por ello que al seleccionar algún método de compactación es necesario considerar el tamaño de los granos para así obtener correctamente el incremento de densidad deseado, a continuación se describirán dos de los métodos comunes.

La compactación de arenas limpias hasta una profundidad de 6 pies se puede lograr al rodar en la superficie rodillos vibratorios pesados de acero, las frecuencias de vibración más efectivas en este método se encuentran en el intervalo de 25 a 30 Hz; se debe considerar que a mayor profundidad se obtendrá poco incremento de la densidad y que además se puede aflojar el suelo en el primer pie de profundidad. En campo se puede medir el esfuerzo de compactación mediante el número de pasadas del compactador con un peso determinado y a una velocidad constante. Para un esfuerzo de compactación dado la densidad varía con respecto al contenido de humedad que presente el suelo, para un contenido de humedad determinado, aumentar el esfuerzo de compactación incrementa la densidad y reduce la permeabilidad.

La vibroflotación es un método alternativo en el que se incrementa la densidad de las arenas con inserciones múltiples de sondas vibratorias, estas forman vacíos cilíndricos que posteriormente se rellenan con arena de otro sitio, con piedras o con residuos de altos hornos. Las sondas se insertan en grupos con separaciones de 4' pies en donde se colocarán las zapatas, en toda la profundidad de inserción que puede exceder a los 40 pies; se pueden alcanzar densidades relativas de 85 % o mayores. Sin embargo la utilización de sondas vibratorias puede ser inefectiva si el contenido de grano fino del suelo es superior al 15 % de su peso o si el suelo contiene materia orgánica en forma coloidal en cantidades mayores del 5 % del peso total.

## Drenaje

Esto es efectivo en la estabilización de suelos porque la resistencia de un suelo generalmente disminuye con un incremento de la cantidad de agua y de la presión del poro, el drenado se puede conseguir por gravedad, bombeo, al comprimir el suelo con una carga externa, por electroosmosis, calentamiento o congelación. Con frecuencia se bombea para drenar las excavaciones, sin embargo, para estabilizar los taludes en forma permanente se debe tomar ventaja del flujo por gravedad, siempre son suficientes drenajes de intercepción colocados aproximadamente a lo largo de los contornos. Se pueden utilizar pozos verticales para aliviar las presiones artesianas. En donde se presenten flujos de lodo, se debe excluir el agua de esa área. Los flujos superficiales y del subsuelo se deben interceptar en la parte alta de la zona y conducirse lejos. También se debe colocar sobre toda la superficie una cubierta espesa de material orgánico y plantas, para evitar que el agua se filtre hacia el suelo.

En el drenado eléctrico se adapta el principio de que el agua fluye al cátodo cuando una corriente eléctrica pasa a través de un suelo saturado, el agua se puede bombear en el cátodo. La electroosmosis es relativamente costosa y por ello casi siempre su uso se limita a condiciones especiales como el drenaje de limos, que de ordinario es difícil drenar con otros métodos. Los drenes verticales de arena, o pilotes, se pueden utilizar para compactar suelos sueltos saturados sin cohesión o para consolidar suelos cohesivos saturados, proveen una vía de escape al agua que se exprime del suelo con una carga externa. Una masa de material permeable colocado sobre la superficie del terreno también sirve como parte de un sistema de drenaje, así como parte del relleno o de la carga externa, casi siempre se coloca la masa antes de formar los pilotes de arena para soportar el equipo hincapiotes sobre el suelo blando. El relleno se debe tender en capas delgadas para evitar que se formen flujos de lodo que pueden cortar los drenes de arena y causar olas de lodo, se debe analizar la estabilidad de los terraplenes en diversas etapas de construcción.

**Geotextiles.** También conocidos como geotelas, lienzos filtrantes, telas de soporte o telas de ingeniería civil, los geotextiles son membranas que se utilizan para estabilizar suelos, con ese propósito se aplican telas permeables hechas de fibras sintéticas, que poseen alta resistencia de tensión aun si están mojadas, módulos grandes de elasticidad, alta ductilidad y flujos plásticos despreciables bajo carga.

También es necesario que estas telas sean inertes biológicamente, de modo que no se descompongan en el suelo; que resistan el desgaste, los desgarres, las pinturas, la abrasión y que no les afecte la luz ultravioleta antes de instalarlas, aceites y una gran variedad de solventes químicos. Las funciones primarias de los geotextiles son reforzar los suelos, proporcionándoles la resistencia de tensión que de otro modo no poseen, y separar los diferentes tipos de suelos para evitar que se mezclen y se produzcan modificaciones indeseables en sus propiedades. Otras funciones de los geotextiles incluyen el control de la erosión, filtrado y drenado a través y a lo largo del plano de la tela.

En el pasado, se utilizaron muchos materiales para separar o reforzar los suelos, que incluían pasto, juncos, troncos de madera, mallas de metal, algodón y yute; pero como se deterioraban en poco tiempo necesitaban mantenimiento frecuente o eran caros se buscaron materiales más eficientes y duraderos; como resultado, en la actualidad se utilizan como alternativa lienzos sintéticos, que pueden ser tejidos o de una sola pieza; estos últimos se hacen de plásticos como el polipropileno y se les perfora para que sean permeables al agua. De los fabricantes se pueden obtener las propiedades de los textiles sintéticos para seleccionar el material y espesor apropiados para una aplicación específica.

Entre las aplicaciones más comunes de los geotextiles se incluyen las siguientes:

- Muros de contención de tierra el lienzo se dispone entre capas sucesivas de suelo para evitar el deslizamiento y mejorar la compactación.
- Rellenos de sobrecarga construidos sobre suelos blandos se coloca la tela sobre la superficie y se cubre con alrededor de un pie de relleno, para soportar equipo ligero que extienda el suelo. Se puede colocar una segunda capa de tela y relleno que permita la circulación de camiones de volteo para continuar el relleno.
- Superficies pavimentadas se dispone el textil bajo una subbase de agregados para separarla del subsuelo y reforzar este, con lo que se permite el drenaje libre del agua.
- En ferrocarriles se puede colocar el lienzo entre el balastro y la base para separarlos y facilitar el drenaje.
- Drenes se coloca la tela alrededor de los drenes para servir como filtro y evitar que el suelo penetre en los drenes.
- Control de erosión se puede colocar el lienzo bajo una coraza de piedra quebrada y roca para prevenir la erosión del suelo subyacente y proveer una superficie rugosa a la que se adhieran los materiales de recubrimiento.
- Estanque de almacenamiento se coloca la tela bajo un recubrimiento impermeabilizante para evitar que se dañe con las asperezas de la superficie del suelo.

### **Estabilización térmica de los suelos**

La estabilización térmica que aun se encuentra en su etapa experimental, casi siempre es costosa y su aplicación esta limitada a aquellas condiciones que no son apropiadas para otros métodos. Se ha utilizado el calor para incrementar la resistencia de suelos no saturados y disminuir la compresibilidad de suelos cohesivos, un método consiste en quemar combustible gaseoso o liquido en una perforación, otro es el de inyectar en el suelo una mezcla de combustible liquido y aire a presión por medio de tubos a separaciones de unos 10 pies y después quemar la mezcla durante unos 10 días para producir la solidificación del suelo.

Al congelar un suelo húmedo se le convierte en un material rígido de resistencia considerable pero se le debe mantener congelado, el método es excelente en una excavación de área limitada como por ejemplo congelar el terreno para hincar un pilote; para este propósito, en el terreno se debe colocar una red de tuberías por la que se hace circular un líquido (que por lo general es salmuera) a baja temperatura, se debe tener cuidado que la congelación no se propague mas allá del área que se desea estabilizar causando daños por expansión.

### **Estabilización química de los suelos**

La estabilización química que incluye la utilización de cemento portland y de asfaltos, satisface muchas necesidades en tratamientos de la superficie, complementa la estabilización mecánica y hace mas duraderos sus efectos. En tratamientos del subsuelo se pueden usar sustancias químicas para mejorar la capacidad de apoyo o disminuir la permeabilidad que presente el terreno natural.

El suelo-cemento que es una mezcla de cemento portland y suelo, es apropiado para subbases, base y pavimento de caminos por los que no circule trafico pesado "Essentials of Soil-Cement Construction, Portland Cement Association". Las mezclas de suelo con asfalto se utilizan mucho en la construcción de caminos y aeropuertos y algunas veces como sello en diques de tierra "Guide Specifications for Highway Construction, American Association of State Highway and Transportation Officials, 444 North Capitol St., N. W., 20001". Se puede utilizar la cal hidratada sola o con escoria, (cemento portland o asfaltos) como estabilizador de suelo " Lime Stabilization of Roads, National Lime Association, 925 15th St., N. W., Washington D. C., 20006". El calcio o el cloruro de sodio se usan para disminuir el polvo y como aditivos en la construcción de bases granulares y de carpetas en los caminos "Calcium Chloride for Stabilization of Bases and Wearing Courses, Calcium Chloride Institute, Ring Building Washington, D. C., 20036".

Los sellos, con cemento portland o con otras sustancias químicas se usan con frecuencia para tapar las fisuras en la roca, disminuir la permeabilidad del suelo, formar barreras en el subsuelo para contener las filtraciones y estabilizar los suelos a profundidades considerables. Las sustancias químicas se pueden utilizar para rellenar los vacíos en el suelo, cementar las partículas o para formar un material rocoso; sin embargo, por lo general el procedimiento solo es adecuado en suelos permeables; por otra parte, el fraguado rapido de las sustancias puede impedir su difusión completa en el suelo. Entre las sustancias utilizadas se incluyen el silicato de sodio, sales o ácidos, lignina de cromo y orgánicas de baja viscosidad "Chemical Grouting, ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, vol. 83, November 1957; R. A. Barron, Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells, ASCE Transactions, vol. 113, p. 718, 1948; L. Casagrande, "Electro-Osmotic Stabilization of Soils", Journal, Boston Society of Civil Engineers, vol. 39, p. 51, 1952; K. Terzaghi y R. B. Peck, Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, Inc., New York; G. P. Tsebotarioff, Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures, McGraw-Hill Book Company, New York; H. F. Winterkorn y H. Fang, Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold Company, New York".

**Las condiciones imprevistas del subsuelo** presentadas durante la construcción constituyen la principal fuente de demandas, lo que conduce a pagos adicionales por parte de los contratistas y al disparo de los costos. Las fallas de las estructuras como consecuencia de deficiencias en la cimentación, pueden ocasionar erogaciones aun mayores y además exponer la seguridad pública. El gran número de experiencias al respecto permite identificar consistentemente los factores que en forma recurrente contribuyen a estos sucesos. Es importante que el ingeniero esté consciente de las causas que pueden sobreexaltar los costos, provocar litigios y conducir a la falla, para que con estas experiencias minimice la ocurrencia de sucesos similares.

**Condiciones imprevistas** (cambio de condiciones). Son el resultado de una variedad de factores, la causa mas frecuente es la mala definición de los componentes de las rocas y los depósitos de suelo con sus variaciones a lo largo de la zona de construcción, las demandas se relacionan con volúmenes de excavación imprevistos o excesivos en suelo o en roca, con descripciones erróneas de la calidad y profundidad de los niveles de apoyo, materiales de préstamo insuficientes o inapropiados y obstrucciones imprevistas en el hincado de pilotes y perforaciones. La descripción errónea de las condiciones del nivel de aguas freáticas es con frecuencia otra causa de trabajos extraordinarios, así como de costosas demoras en la construcción y diseños de emergencia. También se generan reclamaciones importantes por fallas en la investigación geotécnica para identificar riesgos naturales como son: suelos y minerales de roca expansivos, taludes naturales y artificiales inestables y antiguos depósitos de relleno.

**Fallas de las estructuras durante la construcción.** Se relacionan generalmente con condiciones indeseables del subsuelo no detectadas previamente a la construcción, diseños deficientes o baja calidad en los trabajos. Ejemplos de esto son las cimentaciones soportadas por suelos expansivos o colapsables, rocas solubles o sobre subsuelos débiles o compresibles no detectados, diseños de cimentación demasiado difíciles para construir apropiadamente, cimentaciones que no se comportan conforme a lo previsto y materiales o técnicas de construcción deficientes. Otra importante fuente de fallas relacionada al diseño es la subestimación de las cargas máximas asociadas con catástrofes naturales, como terremotos, huracanes, inundaciones y precipitaciones prolongadas; las fallas se relacionan con la licuación de los suelos durante los terremotos, subpresión hidrostática y daños en estructuras causados por el agua debido a la elevación del nivel freático, desestabilización de las cimentaciones por socavación y desbordamientos o erosión por oleaje en diques y presas de tierra. Es improbable que las condiciones principales que conducen a falla demandas en la construcción puedan suprimirse por completo, puesto que las discontinuidades y variaciones extremas del subsuelo ocurren con frecuencia en numerosos depósito de suelo y formaciones rocosas. Una restricción de igual importancia que deben tomar en cuenta tanto los ingenieros como los clientes, son las limitaciones del estado actual de la práctica en la ingeniería geotécnica.

**Disminución de litigios y falla.** Esta puede lograrse a través de una investigación geotécnica completamente integrada asegurando la calidad del diseño y construcción por medio de profesionales especialmente calificados, la integración de estos servicios reduce los riesgos asociados a las condiciones imprevistas del subsuelo, del diseño y a deficiencias en la construcción. También es sumamente importante que los propietarios y diseñadores principiantes se den cuenta de que los ahorros que conducen a la reducción de la calidad en los servicios geotécnicos, pueden provocar responsabilidades de diferentes ordenes de magnitud aun mayores que sus "ahorros" iniciales.

## CAPITULO IV ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL

### PROBLEMATICA AMBIENTAL DE LOS PAISES EN DESARROLLO

En la actualidad la tasa de crecimiento poblacional se ha incrementado, la relación población-área habitada (densidad de población) ha aumentado y el equilibrio ecológico poco a poco se esta perdiendo. Al tomar en cuenta el componente social del ambiente, los impactos pueden tener implicaciones de mayor importancia. Los efectos pueden manifestarse de varias maneras, por ejemplo, las tradiciones de una comunidad dependen de su estilo de vida; una vez que este cambia, la organizacion social prevaleciente será debilitada y las tradiciones se perderán, como sucede en un programa de reacomodo como consecuencia de la construcción de una obra. Por otra parte, si una comunidad continúa con algunas de sus actividades tradicionales despues de puesta en operación la obra, puede afectarse la finalidad del proyecto. Finalmente, el desarrollo lleva a la adopción de nuevos estilos de vida, los cuales generan presiones sociales o tienen mayor impacto en el ambiente. En las ciudades, los emigrantes incrementan los problemas de disposicion de desechos, abastecimiento de agua, vivienda y desempleo.

Los problemas ambientales en los países en desarrollo son consecuencia de una deficiente planeación. Es por esto que los estudios de impacto ambiental son herramientas imprescindibles para una acertada planeación de los proyectos de desarrollo. En estos países se encara un dilema la necesidad de una adecuada planeación ambiental es muy grande, pero los recursos humanos capacitados para participar en los estudios de impacto ambiental son muy escasos, y la falta de financiamiento, capacitación e infraestructura puede limitar las posibilidades de desarrollo. La simple transferencia de tecnologías empleadas en la actualidad en las naciones desarrolladas, incluyendo sus metodos para evaluar el impacto ambiental, no son el mejor medio para solucionar estos problemas.

### ELEMENTOS DEL ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL PARA PROYECTOS DE INGENIERIA DE TRANSITO

La experiencia en los países desarrollados y en desarrollo, sugiere que los efectos de los grandes proyectos regionales, como: presas, carreteras, puertos, etcetera, deben considerarse en tres etapas:

- 1a. Durante la preparacion del sitio y construcción, en la que el ambiente es perturbado por la pesada maquinaria de movimiento de tierras, campamentos y caminos de acceso temporales. Para los habitantes locales la calidad de vida es degradada por la generacion de polvo y ruido.
- 2a. En el inicio de la operación de la obra pueden plantarse arboles, pasto y pavimentarse los caminos; sin embargo, no hay duda de que un nuevo ambiente ha sido creado como consecuencia de la modificación del habitat natural del valle, rectificación de cauces, incremento del tránsito vehicular, generando mayor liberación de contaminantes al aire y agua
- 3a. Despues de un periodo de varias decadas de operación la obra puede atraer industria secundaria, provocar un aumento significativo de la poblacion y generar una serie de actividades humanas inesperadas. Despues de 50 años, la estructura original será quizá obsoleta, y las modificaciones regionales ambientales podrian estar muy lejos de las que imaginaron los proyectista.

### LA DIFICULTAD DE PREDECIR EL IMPACTO AMBIENTAL

Cuando se concibe un proyecto entran en acción una cadena de eventos que modifican el estado del ambiente y su calidad, por ejemplo: una carretera puede cambiar el aspecto del paisaje, afectar el habitat de algunas especies y modificar así el sistema biológico entero en esa área; la misma carretera afecta el valor de la tierra, ambientes recreativos y a la economía regional. Estos factores están relacionados así que el resultado neto es difícil de predecir, sin embargo; aún cuando el proyecto no se lleve a cabo el ambiente de todas formas estaría sujeto a:

- a) **Gran variabilidad debida a los ciclos astronómicos diarios y anuales; variaciones del clima; ciclos ecológicos naturales y sucesiones.**
- b) **Tendencias irreversibles de origen natural, por ejemplo: la eutroficación de los lagos, tendencias a largo plazo de la composición de los suelos, etc.**
- c) **Tendencias irreversibles debidas a la combinación de factores naturales e inducidos por el hombre, por ejemplo, salinización de suelos, sobrepastoreo, etc.**

La predicción de los impactos sobre el ambiente requiere modelar las acciones de la actividad a estudiar e inferir las respuestas antes de llevar a cabo la acción, la predicción ahorrara costo, tiempo y daños en el ambiente.

La ingeniería civil tiene como objetivo la transformación de la naturaleza en obras de servicio colectivo, lo que implica el uso de los recursos naturales. Una de las mas importantes justificaciones para tratar de predecir las modificaciones ambientales como resultado de los proyectos de desarrollo es que, a pesar de los avances en la ciencia y la tecnología, seguimos dependiendo irrevocablemente de la energía de los sistemas naturales. Estos sistemas suplen nuestras necesidades de alimento, respiración y fuentes de agua. La administración de recursos tales como la agricultura y los terrenos forestales, las aguas provenientes de rios y otras fuentes, las regiones urbanas e industriales, modifican la provisión de nutrientes, alteran el paisaje y el ciclo hidrológico, difunden contaminantes, alteran la dinámica de las poblaciones de especies, desde las formas mas elementales de las plantas y animales hasta las comunidades humanas. Si no entendemos el funcionamiento y las interacciones entre los sistemas que en conjunto constituyen la tierra, no sera posible administrarlos aprovechando al máximo los beneficios que de ellos pueden derivarse.

La predicción de los impactos sobre el ambiente puede estar basada en el juicio profesional, experiencia, evidencia experimental o modelos cuantitativos, la predicción debe indagar la naturaleza, magnitud, duración, extensión, nivel de confianza y certidumbre de los impactos predichos. No existe un método óptimo de predicción que pueda ser usado en todos los problemas; la selección del método depende de los recursos disponibles. Los métodos de predicción mas usuales en los estudios de impacto ambiental son: modelos matemáticos, físicos, y la opinión de expertos.

Los modelos matemáticos se utilizan para predecir el impacto en la calidad del aire, agua y niveles de ruido, se han desarrollado diversos modelos simples que han sido probados y que se pueden aplicar cuando se tienen restricciones en costo y tiempo, sin embargo la predicción de algunos problemas requiere la construcción de modelos específicos. La construcción de un modelo que represente un sistema es importante por diversos motivos: en primer término la construcción de un modelo exige dedicación, se deberá reunir información y conocimientos referentes al sistema y desplegarlos dentro del marco de un formato bien definido, durante este proceso se identificarán los aspectos menos comprendidos, así como fallas en la información y aquellos aspectos que requieren un estudio adicional.

Los modelos sirven además como elementos de comunicación, de inapreciable valor para sintetizar los conocimientos de muchas personas de distintas especialidades, a fin de entocar problemas de naturaleza interdisciplinaria. Finalmente, así como la construcción y cuantificación de un modelo teóricamente válido es indicio de que por lo menos se ha logrado cierta comprensión del sistema y de la dinámica de su comportamiento, la incapacidad de construir un modelo de esta naturaleza posiblemente se deba a una comprensión limitada del problema. Si la comprensión no es suficiente para permitirnos construir el modelo de un sistema, tampoco lo será para que podamos administrarlo.

Los modelos matemáticos formales a veces resultan muy teóricos, están basados en datos limitados o probablemente no han sido probados ampliamente en la práctica. Pueden requerir niveles altos de información, ser aplicables en situaciones específicas, resultar costosos y emplear mucho tiempo.

Los modelos físicos se desarrollan para predecir el nivel de contaminación en el agua y aire bajo condiciones complejas, donde otros modelos no son confiables. El desarrollo de estos modelos puede resultar muy costoso y presentar problemas considerables al tratar de representar en forma acertada la situación real.

El juicio de expertos se puede requerir en conjunto con los modelos anteriores o cuando estos no sean factibles; resulta útil cuando la predicción es compleja. Esta predicción está basada en la interpretación de una persona o grupo de personas que no necesariamente cuentan con experiencia de situaciones similares al proyecto en cuestión.

## IDENTIFICACION DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES

Una vialidad se puede definir como el conjunto de elementos que conforman una vía terrestre acondicionada para el tránsito de vehículos automotores con neumáticos. Se debe tener conciencia de las modificaciones resultantes de la construcción y operación de una carretera que afectan el equilibrio natural de la zona. Los proyectos de vialidades tienen efectos sobre el ambiente físico, biológico y socio-económico.

### a) adversos.

#### *Impacto en el medio físico*

##### Hidrología.

La magnitud del impacto de los proyectos de vialidades sobre las aguas superficiales y subterráneas puede valorarse mediante la ecuación de balance hidrológico:

$$\text{Precipitación} - \text{Evaporación} + \text{Esguerrimiento} + \text{Infiltración}$$

Esto es debido a que entre los efectos más evidentes sobre la hidrología, se tiene la pérdida de superficies filtrantes por la ocupación de grandes extensiones de terreno por las obras, que se traduce en una disminución del volumen infiltrado al acuífero.

Durante las etapas de preparación del sitio y construcción de la vialidad, el efecto de la filtración de contaminantes o su presencia en las aguas superficiales al ser transportados por el esguerrimiento pluvial, puede ser más significativo que durante la etapa de operación. Los residuos de petróleo, metales pesados, polvo y herbicidas, que pueden ser accidentalmente derramados o deliberadamente aplicados, tienen un efecto adverso directo sobre la calidad del agua e indirecto sobre los usos potable y agrícola, los cuales están estrechamente vinculados con la flora y la fauna, y como último eslabón de la cadena alimenticia, con el hombre. Por otra parte, los desmontes, cortes y rellenos modifican el nivel freático.

Algunas medidas de mitigación del impacto en la hidrología que pueden proponerse, son: modificación del trazo de la vialidad, desvío del agua de esguerrimiento superficial, construcción de sistemas de retención del agua, separadores de grasas, filtros, intercambio de suelos y plantaciones de protección. Son imprescindibles las construcciones en la estructura de la vialidad como alcantarillas, cunetas, contracunetas y en algunos casos, sifones, con el fin de permitir el flujo del agua.

##### Edafología

Junto con el agua, el aire y los seres vivos, el suelo es el producto de transformación generado bajo la influencia de los factores ambientales que evoluciona con el tiempo, y que está compuesto de sustancias orgánicas y minerales que le dan la capacidad para servir de soporte a la vegetación y en consecuencia a la fauna. Según investigaciones documentadas, se estima que una franja de cien metros de ancho a lo largo del trazo de una vialidad, tienen influencia los materiales contaminantes, lo cual está en función del tráfico, proporción de vehículos pesados, pendientes, velocidades medias y dirección del viento. Con el aumento de los contaminantes en las proximidades de la vialidad es posible que se modifiquen las características edafológicas del entorno; además, no puede excluirse que una parte de los contaminantes se introduzca en la cadena trófica.

### Microclima.

En este concepto se incluye la calidad del aire, no debe entenderse que se presentará una modificación general del clima, sino más bien un cambio en el microclima a clima local. En trazos que atraviesan zonas con vegetación, el despalme puede producir daños a la vegetación debido a las ráfagas de viento que se producen sobre la vialidad, o mediante una fuerte irradiación solar.

Igualmente debe considerarse el impacto en la calidad del aire que depende de las emisiones de gases y el aumento en el nivel de ruido como consecuencia del tráfico en la etapa de operación de la vialidad.

### *Impacto en el medio biológico*

Flora y fauna: Los efectos sobre la flora y la fauna dependen del trazo de la vialidad, entre los efectos directos, se tienen los siguientes:

- Modificación de superficies por la construcción de terraplenes, rellenos y excavaciones.
- Separación de zonas ecológicas homogéneas (bosques y zonas húmedas).
- Separación de la fauna homogénea (intercambio y zonificación de ciertas especies).
- Pérdida de función o su afectación (enturbiamiento de cauces, desplazamiento o separación de zonas de funciones determinadas).

Entre los efectos indirectos pueden incluirse:

- Afectación del nivel freático (descenso y modificación de poblaciones faunísticas y vegetales).
- Influencia sobre el microclima (aire frío, ráfagas de aire, radiación solar, sombras).
- Emisión de sólidos, líquidos y gases contaminantes que inciden en los suelos y aguas superficiales.
- Modificación o pérdida de fauna por emigración.
- Efectos sobre la pérdida de superficies y efectos separativos.
- Obstáculo para las migraciones.
- Modificación de la capacidad de los cauces.
- Minimización de la capacidad de regeneración de las superficies.

### *Impacto en el medio socio-económico*

Los impactos del proyecto de una vialidad sobre el medio socio-económico son, en general, los siguientes:

- Cambio en el uso del suelo.
- Expropiación de terrenos.
- Alteración del paisaje.
- Alteración de la calidad de vida existente, en cuanto a los aspectos culturales.
- Aumento de la migración.



## **b) Benéficos.**

### *Impactos en el medio socio-económico.*

En general, los impactos benéficos de los sistemas de transporte son sobre el ambiente socio-económico. La influencia del transporte en la economía es muy grande, pues interviene en forma importante en la composición de los costos finales de los productos y el valor agregado de bienes y servicios, así como la apertura de mercados y su incorporación al resto de las actividades; de igual forma, el transporte interviene en el desarrollo político de un país, ya que es un elemento estratégico para fortalecer la independencia nacional y ejercer la soberanía sobre el territorio.

Los impactos benéficos de los sistemas de transporte en el desarrollo social se manifiestan a través de la distribución de pasajeros, ayudando con esto a una mayor integración de la población, el transporte permite un incremento en la generación de empleos, el transporte es a su vez difusor de información, permite la comunicación y genera intercambios de ideas entre los pueblos, estos comparten su cultura, costumbres, forma de pensar y de vivir etc.

## **MÉTODOS PARA ESTUDIAR Y EVALUAR EL IMPACTO AMBIENTAL**

La política ecológica del Ejecutivo Federal en México prevé que la realización de obras o actividades públicas y privadas que puedan causar desequilibrios ecológicos o rebasar los límites y condiciones señaladas en los reglamentos y las normas técnicas ecológicas, se sujeten a la autorización previa del gobierno federal o de las entidades federativas o municipios. La dependencia responsable de algún proyecto debe presentar ante la Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales "SEMARNAT" una manifestación de impacto ambiental significativo y potencial que generaría una obra o actividad, así como la forma de evitarlo o atenuarlo en caso de que sea negativo.

Los estudios encaminados a identificar, predecir, evaluar y presentar los impactos ambientales y proponer las medidas de mitigación, deben realizarse previamente a la ejecución de las obras o actividades por lo que constituyen una importante herramienta en la etapa de planeación. Ante el caudal de información que se maneja y por la complejidad de los fenómenos naturales y socio-económico que están involucrados en los proyectos, el desarrollo de los estudios de impacto ambiental requiere la participación de equipos interdisciplinarios.

### **a) Procedimiento para realizar un estudio de impacto ambiental.**

La primera etapa de un estudio de impacto ambiental, consiste en describir las características del proyecto, las obras y actividades que en él se involucran en sus diferentes fases; delimitación del área donde se proyectó la obra, preparación del sitio y construcción, operación y mantenimiento, abandono del sitio al término de la vida útil del proyecto. Posteriormente debe hacerse una caracterización de la situación ambiental existente en la zona de influencia del proyecto, haciendo énfasis en los posibles niveles de alteración. La descripción del ambiente debe incluir los aspectos generales del medio natural (físico y biológico) y socio-económico. Como parte final de esta primera etapa, se predicen las condiciones ambientales futuras que se tendrían en el sitio, de no llevarse a cabo el proyecto.

La segunda etapa es el elemento fundamental del estudio de impacto ambiental y consiste en tres fases principales: identificación, predicción y evaluación de los efectos que tendrá la implantación del proyecto en sus diferentes etapas sobre el medio ambiente.

En la tercera etapa del estudio se proponen las medidas de prevención, control y mitigación de los efectos negativos que ocasionaría el proyecto sobre el medio ambiente, tomando en cuenta los impactos evaluados en la etapa anterior.

Finalmente, la cuarta etapa del estudio consiste en comunicar sus resultados mediante el documento denominado Manifestación de Impacto Ambiental.

#### b) Técnicas de evaluación de los impactos ambientales.

Para llevar a cabo la segunda etapa del estudio de impacto ambiental existen diversas técnicas simples y complejas que pueden aplicarse. Entre estas técnicas se incluyen diversas matrices de ponderación, listados y modelos de simulación por computadora. La finalidad ideal que se persigue al aplicar las técnicas de análisis es cubrir las tres fases del estudio antes mencionadas y que se resumen en el cuadro siguiente.

CUADRO 4.1

FUNCIONES ANALITICAS DE LAS TRES FASES DE LA SEGUNDA ETAPA DEL ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL.	
FASE	FUNCION ANALITICA
IDENTIFICACION	Descripción del sistema ambiental existente Determinación de los componentes del proyecto Definición de las alteraciones del medio causadas por el proyecto (incluyendo todos los componentes)
PREDICION	Estimación de las alteraciones ambientales significativas Revisión del cambio de la probabilidad de que ocurra el impacto
EVALUACION	Determinación de la incidencia de costos y beneficios en los grupos de usuarios y en la población afectada por el proyecto Especificación y comparación de relaciones beneficio-costo entre varias alternativas

**Identificación.** Consiste en identificar separadamente las actividades del proyecto que podrían provocar impactos sobre el medio ambiente en las etapas de selección y preparación del sitio; construcción, operación, mantenimiento y abandono al término de la vida útil. Así mismo se identifican los factores ambientales y sus atributos que se verían afectados.

**Predicción.** Consiste en predecir la naturaleza y extensión de los impactos ambientales de las actividades identificadas. En esta fase se requiere cuantificar con indicadores efectivos el significado de los impactos.

**Evaluación.** Consiste en evaluar los impactos ambientales cuantitativamente y cualitativamente, de hecho; la política de estudiar los efectos en el ambiente carecería de utilidad si no se contara con una determinación cuantitativa y cualitativa de los impactos. Al conocer la naturaleza y dimensión de un impacto es posible tomar una decisión, la cual puede consistir en:

- Diseñar alguna medida de mitigación.
- Determinar una alternativa del proyecto que genere impactos de menor magnitud e importancia.

La elección de cualquiera de estas opciones implicará las correspondientes consideraciones técnicas, económicas, sociales y financieras.

La segunda etapa del estudio de impacto ambiental es la que requiere más dedicación y esfuerzo, ya que debe ser desarrollada por un grupo de especialistas en diferentes disciplinas con el objeto de que queden cubiertas todas las áreas del ambiente. Esta actividad interdisciplinaria exige una estrecha comunicación entre los especialistas que la llevan a cabo, requiriéndose del trabajo en grupo para definir la importancia de los factores ambientales y la magnitud de los impactos.

La clasificación más ampliamente aceptada divide a las técnicas para identificar, predecir y evaluar los impactos ambientales en los siguientes grupos:

- Procedimientos pragmáticos.
- Listados.
- Matrices.
- Redes.
- Modelos.
- Sobreposiciones.
- Procedimiento adaptivo.

Estos métodos han sido elaborados y aplicados principalmente en los estados Unidos y están desarrollados conforme a los lineamientos técnicos legales de ese país, por lo que para ser aplicados en México deben adecuarse a las condiciones nacionales.

#### *Procedimientos pragmáticos*

Consiste en integrar un grupo de especialistas en diferentes disciplinas para identificar impactos en sus áreas de especialidad (flora, fauna, contaminación, aspectos económicos), buscando satisfacer los requerimientos de la legislación ambiental vigente en el lugar del estudio referentes a la evaluación de impactos. En esta metodología no se definen parámetros específicos que deben ser investigados ni se realiza una evaluación formal de la magnitud de los impactos.

#### *Listados*

En estas técnicas se parte de una lista maestra de factores ambientales y/o impactos coleccionándose y evaluándose aquellos impactos esperados para el proyecto y sus acciones específicas. Este tipo de listas se elaboran con un criterio interdisciplinario para identificar las acciones del proyecto que puedan causar impactos significativos, no relevantes o sin interés. Los listados pueden complementarse con instrucciones de la forma de presentar y usar los datos, y con la inclusión de criterios explícitos para impactos de cierta magnitud e importancia.

#### *Matrices*

Consisten básicamente en listados generalizados de las posibles actividades de un proyecto y de los factores ambientales potencialmente impactados, ambas listas se colocan indistintamente en las columnas o renglones de la matriz, la utilización de las matrices difiere de los listados en ellas se identifican las posibles interacciones del proyecto y el ambiente; asimismo, permiten definir las acciones que generan más de un impacto y los factores ambientales afectados por más de una acción.

La mayoría de los sistemas basados en matrices, utilizan una escala que permite al evaluador la oportunidad de registrar niveles de intensidad; algunas de ellas muestran la manera como el evaluador puede utilizar de manera combinada, ciertos indicadores objetivos con opiniones de expertos e impresiones para asignar una calificación a cada una de las celdas dentro de la matriz. Otras metodologías están basadas en la asignación de pesos (ponderación) multiplicándolos por el rango de severidad, dentro de cada celda.

#### *Listados*

Los listados son utilizados como insumo en las matrices de causa-efecto para identificar los posibles impactos causados por las diferentes actividades del proyecto.

#### *Redes*

Estas técnicas amplían el concepto de las matrices mediante la introducción de una red de causa-condición-efecto que permite la identificación de impactos acumulativos o indirectos, los cuales no son adecuadamente explicados a través de una secuencia simple de causa-efecto representada por matrices.

#### *Modelos*

Un modelo es una representación física, matemática, o en el mejor de los casos física-matemática, que reproduce las características y condiciones de un ecosistema, de modo que analizando esta información y las interacciones existentes, se puede llegar a la percepción y comprensión del comportamiento de tal sistema. Es evidente que los modelos matemáticos son un reflejo expresado en ecuaciones y fórmulas matemáticas de modelos intuitivos elementales de nuestra imagen del funcionamiento del universo, y tienen por objeto efectuar una predicción.

#### *Sobreposiciones*

Estas técnicas están basadas en el uso de una serie de mapas transparentes que se pueden sobreponer para producir una caracterización compuesta del ambiente regional. Los mapas describen factores ambientales o características del suelo y la distribución superficial del proyecto con todas sus obras complementarias. Este enfoque es efectivo para seleccionar alternativas e identificar ciertos tipos de impactos, ya que esta técnica localiza los factores limitativos para ciertos usos, pudiéndose así conocer los factores del ambiente más sensibles de ser afectados; sin embargo, no puede usarse para cuantificar estos impactos o identificar interacciones secundarias o terciarias.

*Procedimiento adaptivo.* Debido a que ninguna de las técnicas cubre las tres fases del estudio:

- Identificación.
- Predicción.
- Evaluación.

**es necesario complementarlas o combinarlas resultando un procedimiento adaptativo.**

## LEGISLACION LOCAL EN MATERIA DE IMPACTO AMBIENTAL

**Difícilmente puede encontrarse en esta época un problema de mayor actualidad que el de la conservación del ambiente, su importancia reside en que si no detenemos el proceso progresivo de destrucción de la biosfera, se puede provocar el desmoronamiento y la ruina de las condiciones naturales de existencia de la humanidad.**

En México el incontrolado e irracional aprovechamiento de sus recursos naturales ha generado una serie de problemas que ahora tienen un alarmante carácter nacional, como la destrucción masiva de los bosques, aparición de grandes áreas de tierras áridas, erosión, contaminación de acuíferos, agotamiento total o a un nivel crítico de algunos recursos naturales y disminución de especies vegetales y animales; además, el crecimiento incontrolado de algunas ciudades y la formación de grandes megalópolis ha agravado bruscamente los problemas relacionados con la vida urbana, tales como: contaminación de la atmósfera y agua, acumulación de residuos sólidos y enfermedades generadas por esta situación.

De la adecuada solución al problema de la conservación del ambiente depende en mucho la posibilidad de desarrollo de la economía nacional, así como el bienestar y la vida no sólo de las generaciones actuales sino también de las futuras, fue hasta marzo de 1971 que se inició la estructuración de un marco legal en materia de protección al ambiente al promulgarse la Ley Federal para Prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental.

### LEY GENERAL DEL EQUILIBRIO Y LA PROTECCIÓN AL AMBIENTE

Actualmente la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, en el Capítulo II "Distribución de Competencias y Coordinación", estipula en el artículo 5 fracción X, que son facultades de la Federación la evaluación del impacto ambiental de las obras o actividades a que se refiere el artículo 28 de esta Ley y, en su caso, la expedición de las autorizaciones correspondientes.

En la Sección V de esta Ley referente a la Evaluación del Impacto Ambiental se localiza el:

**Artículo 28.** "La evaluación del impacto ambiental es el procedimiento a través del cual la Secretaría del Medio Ambiente establece las condiciones a que se sujetará la realización de las obras y actividades que puedan causar desequilibrio ecológico o rebasar los límites y condiciones establecidos en las disposiciones aplicables para proteger el ambiente preservar y restaurar los ecosistemas, a fin de evitar o reducir al mínimo sus efectos negativos sobre el ambiente. Para ello, en los casos que determine el Reglamento que al efecto se expida, quienes pretendan llevar a cabo alguna obra o actividad requieran previamente de la autorización en materia de impacto ambiental de la Secretaría "

En su fracción XIII estipula que las obras o actividades que correspondan a asuntos de competencia federal, que puedan causar desequilibrios ecológicos graves e irreparables, daños a la salud pública o a los ecosistemas, o rebasar los límites y condiciones establecidos en las disposiciones jurídicas relativas a la preservación del equilibrio ecológico y la protección del ambiente

El Reglamento de la presente Ley determinará las obras o actividades a que se refiere este artículo, que por su ubicación, dimensiones, características o alcances no produzcan impactos ambientales significativos, no causen o puedan causar desequilibrios ecológicos, ni rebasen los límites y condiciones establecidos en las disposiciones jurídicas referidas a la preservación del equilibrio ecológico y la protección al ambiente, y que por lo tanto no deban sujetarse al procedimiento de evaluación de impacto ambiental previsto en este ordenamiento.

Para los efectos a que se refiere la **fracción XIII** del presente artículo, la Secretaría notificará a los interesados su determinación para que sometan al procedimiento de evaluación de impacto ambiental la obra o actividad que corresponda, exponiendo las razones que lo justifiquen, con el propósito de que aquellos presenten los informes, dictámenes y consideraciones que juzguen convenientes, en un plazo no mayor a diez días. Una vez recibida la documentación de los interesados, la Secretaría, en un plazo no mayor a treinta días, les comunicará si procede o no la presentación de una manifestación de impacto ambiental, así como la modalidad y el plazo para hacerlo. Transcurrido el plazo señalado, sin que la Secretaría emita la comunicación correspondiente, se entenderá que no es necesaria la presentación de una manifestación de impacto ambiental.

### **LEY AMBIENTAL DEL DISTRITO FEDERAL.**

En su Capítulo I se especifica que la Ley es de orden público e interés social y tiene por objeto regular la protección del ambiente, así como la prevención y control de la contaminación, la restauración y conservación ecológica del Distrito Federal, la aplicación de esta Ley corresponde a la administración pública del Distrito Federal, sin perjuicio de las atribuciones que correspondan a las dependencias del Ejecutivo Federal de conformidad con las disposiciones legales aplicables.

### **INFORME PREVENTIVO, MANIFESTACIÓN O ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL**

Consultando la presente Ley en su Sección II "Contenido del Informe Preventivo, Manifestación o Estudio de Impacto Ambiental o de Riesgo", el artículo 35 manifiesta el contenido de cada uno de estos documentos.

**Artículo 35.** "El informe preventivo, la manifestación o estudio de impacto ambiental o de riesgo deberán contener lo siguiente:

#### *1 - Tratándose del informe preventivo*

- El nombre, denominación o razón social, nacionalidad, domicilio, teléfono e identificación oficial de quien pretenda llevar a cabo la obra o actividad y, en su caso, de su representante legal, acompañando su poder notarial y, tratándose de personas morales, su escritura constitutiva.
- El nombre, domicilio, teléfono y documentos que acrediten la capacidad profesional del prestador de servicios de impacto ambiental, de conformidad con las disposiciones aplicables.
- La constancia de zonificación de uso del suelo o constancia de acreditación de uso del suelo por derechos adquiridos del predio en donde se pretenda realizar la obra o actividad.
- La descripción detallada de la obra o actividad proyectada, así como su ubicación, señalando las actividades que se realicen en su perímetro.
- La caracterización de la clase y cantidad de emisiones contaminantes que se generarán, de las fuentes de energía, combustibles, sustancias, productos y recursos naturales que se utilizarán o afectarán tanto en la construcción y montaje como en el desarrollo de la obra o actividad y como resultado de ésta, incluyendo el tipo y volumen de emisiones a la atmósfera, de consumo de agua, de descargas de aguas residuales y de generación y manejo de residuos.
- Las medidas de seguridad.
- La solicitud de inscripción en el registro de fuentes fijas y de descargas de aguas residuales del Distrito Federal.
- Un resumen del proyecto de obra o actividad, que contenga el nombre del propietario o quien promueve el proyecto y del responsable de la manifestación o estudio; el nombre y características fundamentales del proyecto, incluyendo su ubicación y los principales efectos ambientales y medidas de prevención, minimización, restauración, compensación o mejoramiento ambiental.
- El comprobante de pago de los derechos por la evaluación de impacto ambiental correspondiente de acuerdo con el Código Financiero del Distrito Federal.

## II.- *La manifestación o estudio de impacto ambiental.*

Además de lo establecido en la fracción anterior, deberá contener:

- **La descripción de los procesos productivos proyectados respecto de las normas oficiales ambientales aplicables y la utilización o afectación de recursos naturales.**
- **La descripción del medio natural existente y del posible escenario natural modificado del sitio, en caso de que la obra o actividad pretenda realizarse en áreas naturales protegidas o en suelo de conservación.**
- **La identificación y descripción de las afectaciones ecológicas que ocasionará la ejecución de la obra o actividad en sus distintas etapas, incluyendo la suspensión o abandono de las obras o el cese de actividades; si el objeto de esta es el aprovechamiento de recursos naturales, se deberá incluir la descripción de sus efectos en el ecosistema de que se trate, considerando el conjunto de elementos que lo conforman y no únicamente los recursos que serán sujetos de aprovechamiento.**
- **Las medidas de prevención, mitigación y compensación en cada una de las etapas de la obra o actividad, para evitar o en su defecto minimizar daños al ambiente de conformidad con las normas oficiales.**
- **El programa de restauración ambiental y reutilización del área afectada, al concluir la obra o actividad correspondiente.**

## III.- *El estudio de riesgo.*

Además de lo señalado en las fracciones precedentes deberá contener:

- **La identificación y Jerarquización de riesgos a la salud y al ambiente y métodos empleados para ello.**
- **La descripción de las condiciones de operación, así como de los materiales y residuos involucrados en el proceso, incluyendo sus propiedades y características físicas, químicas, corrosivas, tóxicas, reactivas, explosivas, inflamables, biológicas e infecciosas.**
- **La localización y distancia respecto de la obra o actividad, de la infraestructura vial, urbana, eléctrica, hospitalaria, educativa, recreativa y de almacenamiento o distribución de combustibles, materiales o residuos peligrosos.**
- **La descripción detallada de las medidas de seguridad que se adoptarán de conformidad con las disposiciones respectivas."**

El Reglamento de la Ley Ambiental del Distrito Federal en su Capítulo III "Del impacto ambiental" sección I, determina las disposiciones generales.

**Artículo 20.** "Para los efectos de los artículos 26 y 27 de la Ley, se consideran actividades que pueden dañar al ambiente, de acuerdo con las normas oficiales, las propuestas de modificación a los programas delegacionales y parciales de desarrollo urbano respecto del uso del suelo de conservación o el uso del suelo urbano, cuando en éste se pretendan permitir actividades industriales que emitan contaminantes."

**Artículo 21.** "En los términos de la Ley, el informe, la manifestación o estudio en materia de impacto ambiental o de riesgo, así como el procedimiento para su evaluación comprenderán la obra que, en su caso, pretenda ejecutarse y las actividades que se realizarán en la misma."

**Artículo 22.** "Se consideran pruebas, elementos y razones que justifican la solicitud de modificación de los listados que expida la Secretaría, respecto de las obras o actividades que requieren autorización de impacto ambiental, los siguientes:

- I El certificado de zonificación o la descripción de los usos de suelo permitidos en el área en la que pretenda llevarse a cabo la obra o actividad.
- II El croquis de localización del predio en el que pretenda realizarse la obra o actividad.
- III La descripción de las actividades que se lleven a cabo en los predios colindantes."

De la Sección II del presente Reglamento, referente al "Procedimiento de Evaluación de Impacto Ambiental" se tomó el artículo 23 que estipula lo siguiente:

**Artículo 23.** "El informe, la manifestación o estudio en materia de impacto ambiental o de riesgo se presentará en original y dos copias, una de las cuales deberá contener la leyenda "para consulta del público", la que únicamente omitirá la información que deba mantenerse en reserva para la legítima protección de derechos de propiedad industrial o intelectual."



## CAPITULO V ESTUDIO DE CASO

### " Paso a desnivel en el cruce de Avenida Centenario y Periférico Arco Norte "

#### DESCRIPCION DEL PROYECTO

El proyecto tiene una naturaleza de obra civil del tipo infraestructura cuyo objetivo principal es el de mejorar la vialidad de las avenidas Centenario y Periférico Arco Norte en la Ciudad de México. La capacidad vial del proyecto será de tres carriles por sentido con flujo proyectado de veintitrés mil vehículos por hora tomando en cuenta los dos sentidos. La inversión requerida para poder llevar a cabo el proyecto será de \$57,258.000.00 (cincuenta y siete millones doscientos cincuenta y ocho mil 00 100 M.N.).

#### Localización

El proyecto se localiza en la zona norte de la Delegación Gustavo A. Madero del D.F., en los límites con el Municipio de Ecatepec perteneciente al Estado de México, el área del proyecto colinda al norte con un lote baldío que atraviesa el Río de los Remedios hasta la unidad habitacional el Risco C. I. M., al este lo limita la margen del río de los Remedios y también parte de la unidad habitacional el Risco, al sur se encuentra la colonia Juan González Romero y un parque invadido por vendedores ambulantes, al sudoeste se localizan instalaciones de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (D.G.C.O.H.), dispuestas en la margen del río para los trabajos de dragado en el lecho del mismo y bombeo de las aguas residuales que conduce el río de los Remedios hacia las afueras de la ciudad. El predio se encuentra actualmente en uso como avenida lo cual indica que es propiedad federal. Para el desarrollo del presente proyecto se requiere aproximadamente una superficie de 51,450 m<sup>2</sup>.

#### Vida útil del proyecto

Debido a la naturaleza del proyecto (obra civil de infraestructura), el proyecto cuenta con una vida útil proyectada para 25 años; ésta vida útil puede extenderse a ilimitada siempre y cuando el mantenimiento del mismo se aplique de forma correcta y constante.

### JUSTIFICACION TECNICA - ECONOMICA.

#### RECONOCIMIENTO DEL CONTEXTO URBANO INMEDIATO

La imagen del entorno inmediato a la intersección, se encuentra en un gran deterioro, debido a la presencia del río de los Remedios que aún no se encuentra entubado y siendo como todos los ríos de la ciudad un desfogue de las aguas negras que transportan los desechos de la Ciudad de México, el río emite fétidos olores al ambiente siendo un foco de infecciones en las condiciones en que se encuentra actualmente.

Es importante mencionar que debido al acelerado crecimiento que presenta la ciudad de México, las vías de comunicación existentes cada vez resultan menos eficientes, principalmente en las vialidades de acceso a la ciudad que durante las horas de máxima demanda cobran especial importancia debido a que miles de usuarios las utilizan a un mismo tiempo para llegar a sus centros de trabajo, escuela o realizar sus actividades cotidianas, en muchos casos cualquier conflicto en estas vialidades (vehículos descompuestos, mala operación de los semáforos, ascenso y descenso de pasaje y accidentes de tránsito), por pequeños que fuesen repercuten en la operación vehicular generando demoras importantes y pérdidas económicas para la población.

La intersección formada por la Av. Centenario y el Anillo Periférico es el punto donde convergen los municipios de Tlalnepantla y Ecatepec ambos del Estado de México, dando origen a una zona de transbordo demasiado concurrida tanto peatonalmente como vehicularmente superando la capacidad vial proyectada para esta vialidad.

Para mejorar las condiciones de operación las autoridades de la Secretaría de Obras y Servicios a través de la Dirección General de Obras y Servicios, han planeado la realización de un puente vehicular que evite el semáforo y propicie la circulación continua de ambas vialidades, evitando con esto demoras a la población, mejorando las condiciones actuales de operación del tránsito.

La Av. Centenario es una de las vías principales para el ingreso a la zona centro, por ser continuación de la Vía Morelos (carretera Federal Libre a Pachuca Hidalgo), capta el tránsito de largo itinerario transporte de carga y particular proveniente de la Ciudad de Pachuca. Comunica las zonas habitacionales y urbanas de la Delegación Gustavo A. Madero, con el Municipio de San Cristóbal Ecatepec, y Tlalnepantla. Como parámetro de la importancia de esta vialidad se estima que circulan alrededor de 53,000 vehículos diariamente y durante la hora de máxima de rededor de 3872 vehículos.

La localización de esta intersección se muestra en la Fig. 5.1

Dados los volúmenes vehiculares que maneja los centros urbanos que enlaza y la inyección de vialidades primarias que a lo largo de su itinerario se conectan, representa uno de las vialidades de penetración de mayor importancia a la zona central de la ciudad de México; convirtiéndola en prioritaria para el desarrollo de la población, principalmente de los Municipios de Ecatepec, Tlalnepantla y centros de población como Jardines de Morelos, Xalostoc Chiconautla, Itecpa entre otros.

La otra arteria importante involucrada, es el anillo periférico (Río de los Remedios) que es sin lugar a dudas una de las vialidades más importantes de la ciudad de México que prácticamente conecta la periferia de la ciudad con las distintas delegaciones del D. F. y los Municipios conurbados del Estado de México convirtiéndola en una vialidad estratégica para el desarrollo de la población no solo a nivel regional, sino de toda la zona Metropolitana de la Ciudad de México.

Debido a la importancia de ambas vialidades por los volúmenes vehiculares que manejan y los asentamientos humanos que a lo largo de su recorrido enlazan, se hace necesario resolver su cruce de forma definitiva, para favorecer la circulación continua y evitar demoras y congestión al público usuario que transita por estas vialidades.

Sin embargo es necesario por lo cuantioso de los recursos humanos y económicos involucrados en un proyecto de esta magnitud, se defina la solución vial más económica que represente mayores ventajas tanto, en su adaptabilidad al entorno, como factibilidad técnica, cuidando los aspectos de estética y operación, que resuelva el mayor número de movimientos direccionales de conflicto previendo su impacto con el medio ambiente, por lo que es necesario evaluar sus posibles alternativas de solución, para asegurar una eficiente operación y vida útil del proyecto, que traerá consigo mayores beneficios para la población de la Ciudad de México y los Municipios conurbados del Estado de México.

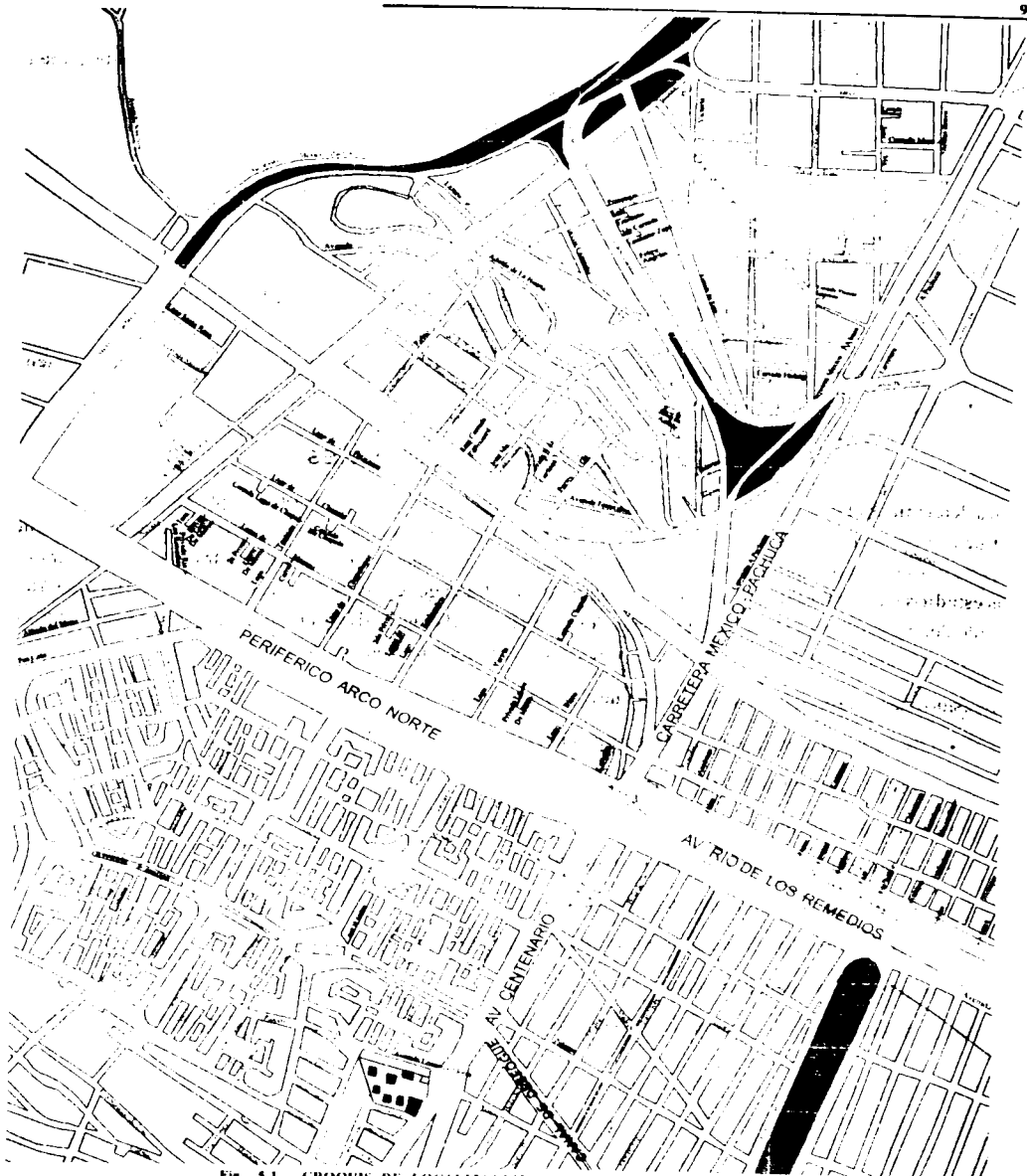


FIG. 5.1 CROQUIS DE LOCALIZACION DE LA ZONA DEL PROYECTO

## URBANIZACIÓN Y USO DE SUELO EN LA ZONA DEL PROYECTO

El sitio del proyecto presenta las siguientes características de urbanización y usos del suelo, que se describen a continuación en la tabla siguiente:

**TABLA 5.1 CARACTERÍSTICAS DE USO DE SUELO EN LA ZONA**

CLAVE	USO DE SUELO	AREA (m <sup>2</sup> )
E	Equipamiento urbano	4858.00
HC 3/20	Habitacional con comercio	149196.00
H	Habitacional vivienda ordinaria	1309295.00
I/H	Industrial con habitacional	161006.00
I	Industrial	327299.00
AV	Áreas verdes	11200.00

Para tener una mejor visión de la distribución de los usos de suelo, dentro del área de influencia ésta se presenta en la fig. 5.2

### DATOS FÍSICOS Y OPERACIONALES

Para determinar el comportamiento actual de los volúmenes de tránsito y peatonales que operan en la zona de influencia del estudio se realizaron recorridos del área en sus diferentes accesos y a diferentes horarios, para tener un panorama de la problemática vial existente y estar en condiciones de formular una estrategia para programar los estudios e inventarios de tránsito que reflejen la movilidad generada en la intersección de Av. Centenario y Anillo Periférico, para en base a ésta información se elaboren el diagnóstico y pronóstico del comportamiento del tránsito así como de las tendencias de crecimiento vehiculares y peatonales de la zona en estudio.

Los estudios de campo realizados son los que a continuación se mencionan.

- Aforos de tránsito en estaciones permanentes.
- Aforos de movimientos direccionales.
- Aforos peatonales.
- Estudio de tiempos de recorrido y demoras.
- Inventario de la estructura vial existente.
- Inventario de dispositivos de control de tránsito.
- Inventario de estacionamiento.

En la fig. 5.3 se muestra la localización de las estaciones de aforo permanentes y de movimientos direccionales.

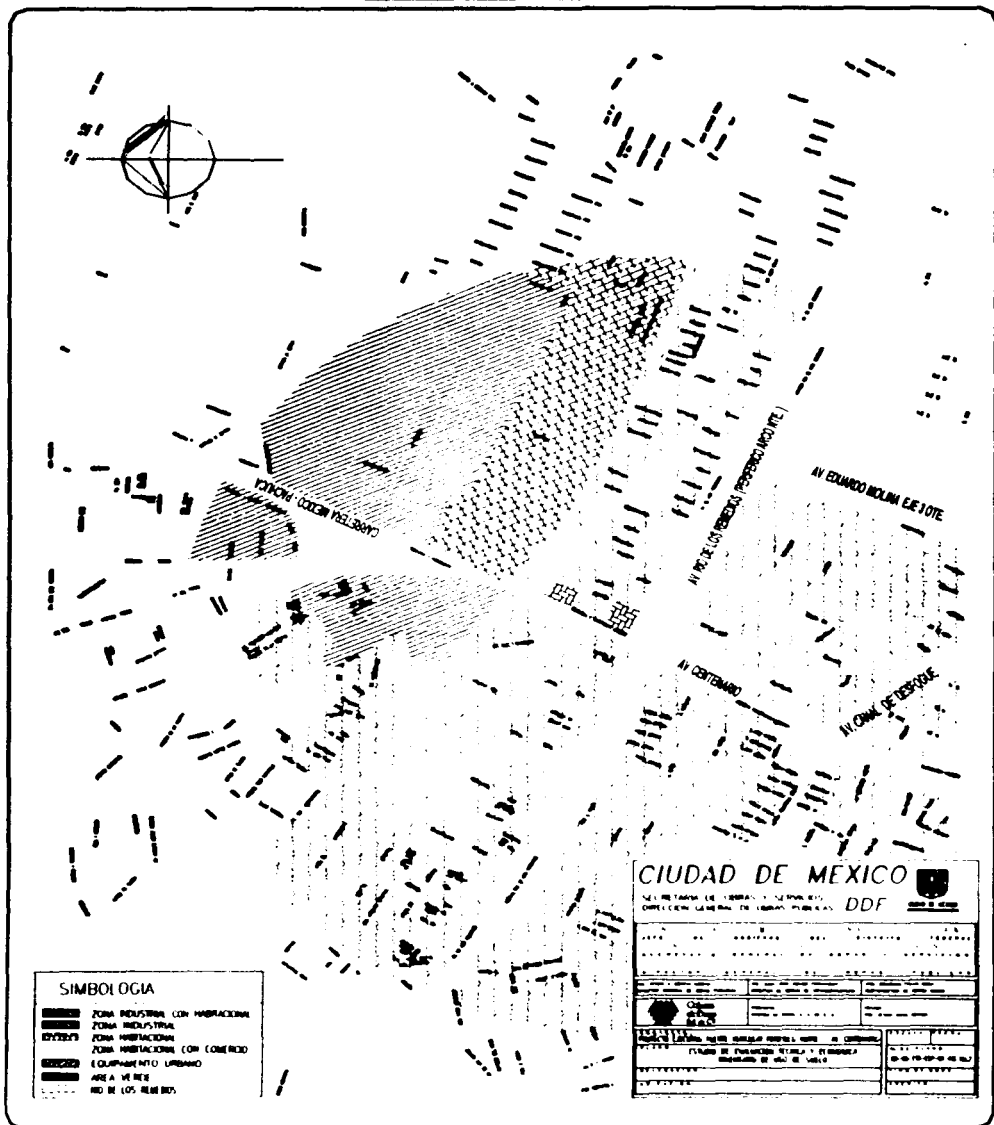


Fig. 5.2 INVENTARIO DE USOS DE SUELO

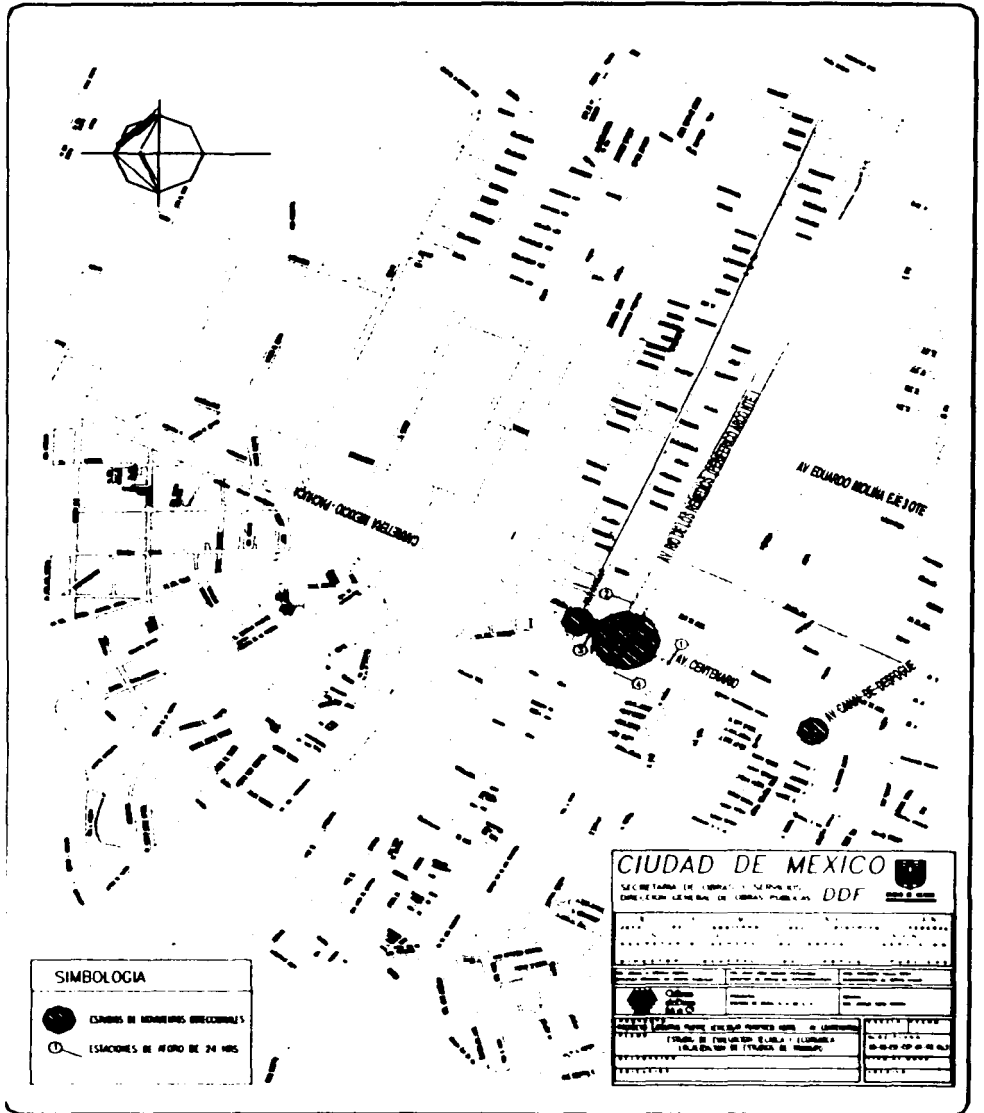


Fig. 5.3 LOCALIZACION DE ESTACIONES DE AFORO

### • Aforos de tránsito en estaciones permanentes

Para detectar las horas de máxima demanda, las variaciones horarias de los volúmenes vehiculares así como su magnitud se instalaron cuatro estaciones de conteo vehicular de tipo neumáticas en cada uno de los accesos de entrada de la intersección de Av. Centenario y Anillo Periférico. La duración del aforo fue de 96 hrs. continuas iniciando a las 0:00 hrs. del día miércoles 18 de Noviembre de 1998 y concluyendo a las 24:00 hrs. del día sábado 21 de Noviembre del mismo año. En las figuras 5.4 y 5.5 se presentan las gráficas de variación horaria registradas para el día de mayor demanda del periodo aforado que resulto ser el jueves 19 de Noviembre de 1998.

### • Aforos de movimientos direccionales

De acuerdo a la información captada en las estaciones de aforo permanente se definió el periodo de máxima demanda vehicular, matutino y vespertino para realizar durante estos periodos los estudios direccionales de movimientos vehiculares, en las intersecciones de la Av. Centenario con el Anillo Periférico, Av. Desfogue y Av. Altavilla. Los aforos se realizaron el día jueves 19 de Noviembre de 1998, en los periodos, matutino de 7:00 a 10:00 hrs. y vespertino de 17:00 a 20:00 hrs., resultando la máxima demanda para el periodo matutino de 7:00 a 8:00 hrs. y para el periodo vespertino de 17:00 a 18:00 hrs.

### • Aforos peatonales

Para integrar la información de aforos e involucrar al peaton, en la dinámica operacional de la zona de estudio, se realizaron aforos peatonales en las intersecciones semaforizadas, a fin de evaluar su interacción con la corriente vehicular estos aforos se efectuaron para los tres periodos del día matutino de 8:00 a 9:00 hrs. medio día de 13:00 a 14:00 hrs. vespertino de 18:00 a 19:00 hrs. presentándose el periodo de máxima demanda de 13:00 a 14:00 hrs. registrándose una demanda peatonal en las 3 intersecciones de 1015 peatones por hora.

### • Estudio de tiempos de recorrido y demoras

Durante los recorridos preliminares, se observó que la principal causa de demora en las Av. Centenario como en el Anillo Periférico son producidas por la operación de los semáforos, que al ser insuficientes generan grandes líneas de espera, por lo que se decidió realizar el estudio de tiempos de recorrido y demora para evaluar este parametro operacional.

El estudio se realizó utilizando el "Metodo del Vehículo Flotante", para cuantificar los tiempos que se consumen en atravesar el tramo comprendido, de la intersección Av. Centenario con Av. Altavilla a la intersección de Av. Centenario con Av. Desfogue.

Este mismo criterio se realizó para los cuatro accesos de la intersección Av. Centenario y Anillo Periférico definiéndose 12 recorridos diferentes para atravesar la zona en conflicto; en la tabla 5.2 se presentan los resultados calculando un valor promedio de los tiempos consumidos por ruta aplicable a todo el día.

TABLA 5.2 TIEMPOS DE RECORRIDO Y DEMORA

RUTA No.	ZONA	TIEMPOS DE RECORRIDO			PROMEDIO
		MAUTINO	A MEDIO DIA	NOCTURNO	
R-1	SUR	4:36:27	5:56:18	6:26:29	5:39:44
R-2	SUR	3:29:26	4:17:23	4:58:11	4:15:00
R-3	SUR	3:51:21	5:01:19	5:22:37	4:45:06
R-4	PONIENTE	1:57:22	1:33:12	1:12:17	1:34:17
R-5	PONIENTE	1:56:17	2:44:51	1:01:33	2:34:14
R-6	PONIENTE	2:33:22	3:15:28	3:36:21	3:08:24
R-7	ORIENTE	1:44:51	1:39:52	1:12:07	1:32:17
R-8	ORIENTE	2:11:33	2:26:07	2:45:53	2:27:51
R-9	ORIENTE	2:39:42	2:37:16	2:22:48	2:33:15
R-10	NORTE	5:20:51	4:16:35	3:46:23	4:47:56
R-11	NORTE	6:01:19	4:32:29	4:15:29	4:56:26
R-12	NORTE	6:27:42	5:01:23	4:44:10	5:24:25

Para una mayor comprensión de las rutas analizadas en las figuras 6 y 7 se representan esquemáticamente las vialidades en estudio.

### REGISTRO DE AFOROS VEHICULARES EN AV. CENTENARIO

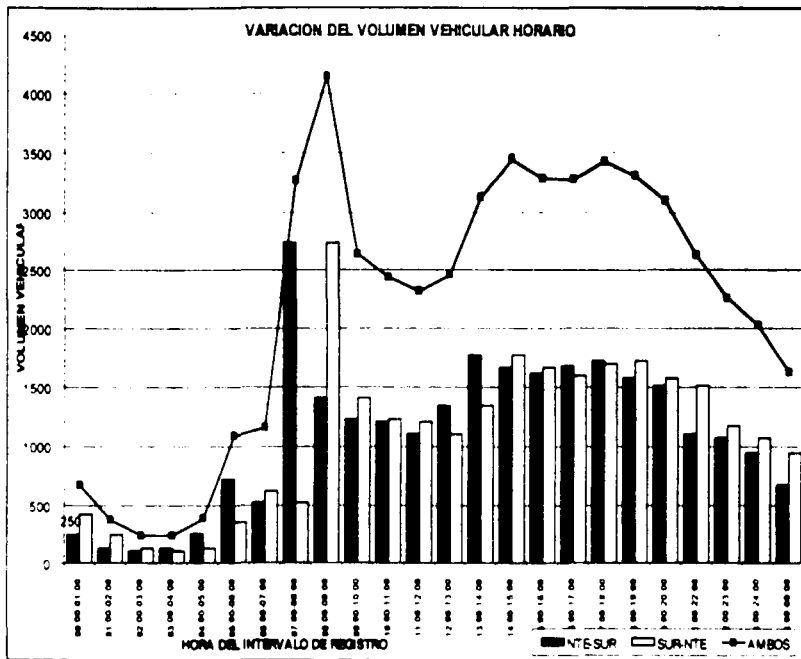
Fecha de registro 19 de Noviembre de 1998.

Periodo de observación 00:00 a 24:00 hrs.

Fig. 54

GRAFICA DE VARIACION HORARIA DE LOS AFOROS VEHICULARES

HORA	N° SUR	SUR N°TE	AMBOS
00:00-01:00	250	430	680
01:00-02:00	150	280	380
02:00-03:00	110	130	240
03:00-04:00	100	110	240
04:00-05:00	260	130	380
05:00-06:00	710	380	1090
06:00-07:00	530	650	1180
07:00-08:00	2140	530	3270
08:00-09:00	1470	2140	4190
09:00-10:00	1230	1470	2640
10:00-11:00	1270	1230	2640
11:00-12:00	1170	1110	2320
12:00-13:00	1350	1110	2480
13:00-14:00	1780	1390	3130
14:00-15:00	1670	1780	3450
15:00-16:00	1820	1670	3280
16:00-17:00	1680	1800	3280
17:00-18:00	1730	1700	3430
18:00-19:00	1580	1730	3310
19:00-20:00	1620	1580	3100
21:00-22:00	108	1520	2628
22:00-23:00	1080	1180	2260
23:00-24:00	650	1080	2030
24:00-00:00	680	650	1630





## REGISTRO DE AFOROS VEHICULARES EN ANILLO PERIFERICO

Fecha de registro: 18 de Noviembre de 1998

Periodo de observación: 00:00 a 24:00 hrs.

FIG. 5.5 GRÁFICA DE VARIACION HORARIA DE LOS AFOROS VEHICULARES

HORA	OTE-PTE	PTE-OTE	AMBOS
00:00-01:00	570	580	1100
01:00-02:00	100	290	390
02:00-03:00	80	190	280
03:00-04:00	100	140	240
04:00-05:00	170	120	290
05:00-06:00	530	150	680
06:00-07:00	1200	230	1430
07:00-08:00	1190	100	1290
08:00-09:00	1250	650	1900
09:00-10:00	1270	780	2050
10:00-11:00	1150	510	1660
11:00-12:00	980	170	1150
12:00-13:00	1070	1850	2920
13:00-14:00	1170	1730	2900
14:00-15:00	1140	1300	2440
15:00-16:00	1130	540	1670
16:00-17:00	1130	2210	3340
17:00-18:00	1080	2030	3110
18:00-19:00	930	190	1120
19:00-20:00	880	170	1050
20:00-21:00	780	200	980
21:00-22:00	770	1270	2040
22:00-23:00	110	1120	1230
23:00-24:00	480	1070	1550

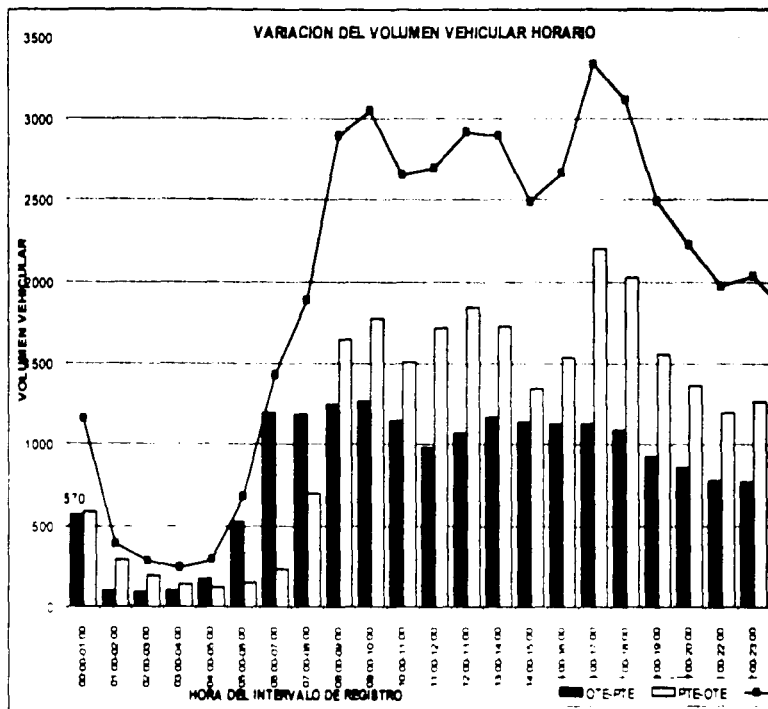




Fig. 5.6 ESTUDIOS DE TIEMPOS DE RECORRIDO Y DEMORA



Fig. 5.7 ESTUDIOS DE TIEMPOS DE RECORRIDO Y DEMORA

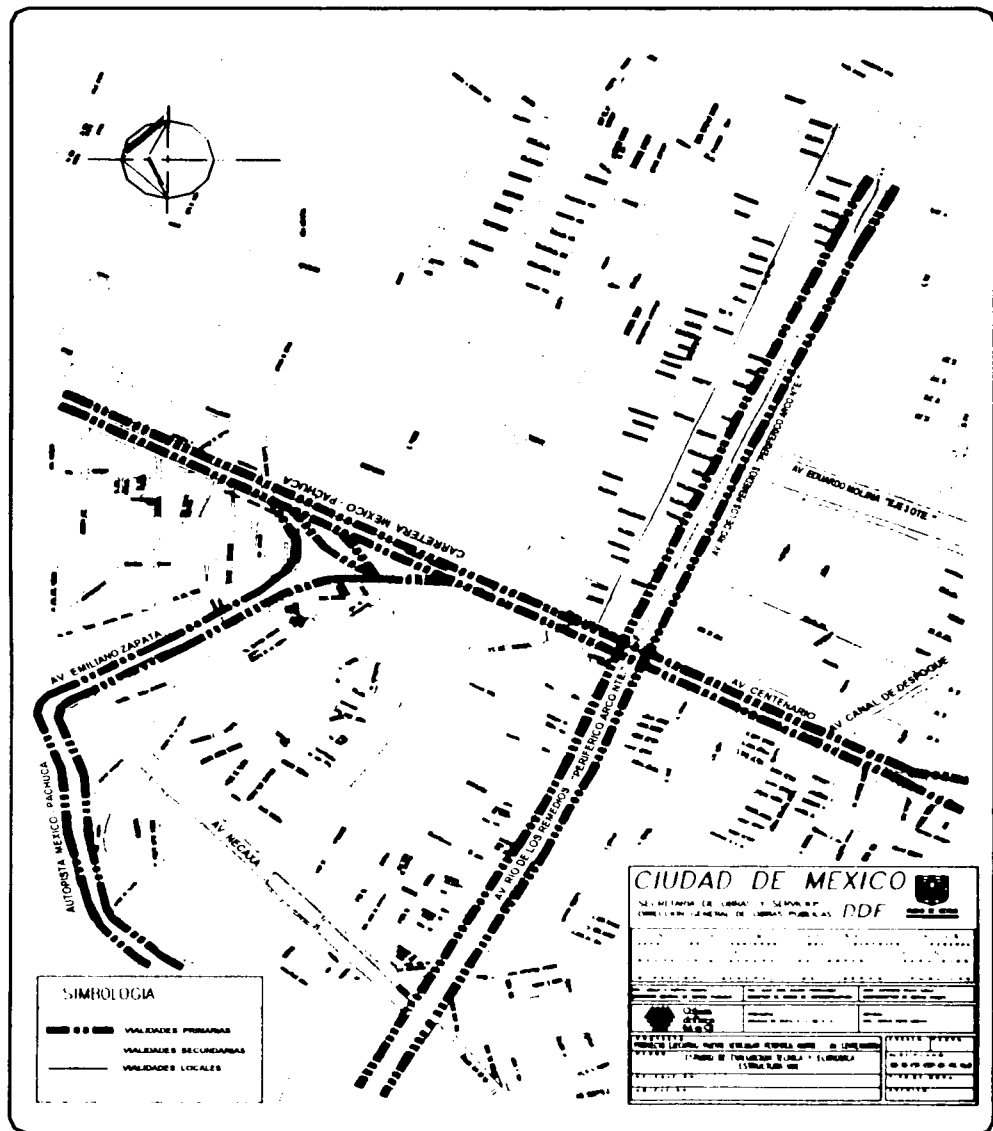


Fig. 5.8 ESTRUCTURA VIAL EXISTENTE DEL AREA EN ESTUDIO

#### • **Inventario de estructura vial actual**

Para identificar la movilidad de la zona de estudio local y regional se realizaron recorridos a través de las principales avenidas identificando de acuerdo a su función su jerarquización, clasificándolas en vialidades primarias, secundarias y locales, observándose que la Av. Centenario opera como vialidad principal, que canaliza la penetración y salida vehicular del norte de la Delegación Gustavo A. Madero y los Municipios conurbados de Ecatepec y Tlalnequiltla, su recorrido posteriormente se convierte en la Vía Morelos y entronca con la carretera Federal Libre que enlaza a las ciudades México - Pachuca. El anillo Periférico Norte (Río de los Remedios) es la otra vialidad importante que cruza la zona de estudio. Esta vialidad cobra especial importancia debido a que enlaza la periferia de la zona Metropolitana de la ciudad de México con los Municipios conurbados del Estado de México siendo un importante distribuidor de tránsito vehicular y del tránsito regional así como el de largo itinerario que utiliza esta vía para no penetrar a la zona centro de la ciudad de México.

Dentro de la periferia de la zona de influencia aparecen vialidades primarias que conectan diferentes destinos, la Autopista México Pachuca, la Av. de las Torres que se convierte posteriormente en la Av. Necaxa y la Av. Eduardo Molina que nace a partir del Anillo Periférico y conduce al centro Histórico. En la figura No. 8 se presenta la estructura vial de la zona de estudio.

#### • **Inventario de estacionamiento**

Debido a los altos volúmenes que manejan, tanto el Anillo Periférico como la Av. Centenario y ser vialidades primarias el estacionamiento no está permitido, utilizando señalamiento restrictivo para indicarlo sin embargo, la vigilancia policiaca es insuficiente para hacer valer la restricción. Por otra parte se observó que el día domingo se coloca un triángulo en las calles periféricas de la zona, generando que las maniobras de estacionamiento se incrementen considerablemente dentro del área de estudio; entorpeciendo enormemente la circulación vehicular por Av. Centenario generando grandes demoras por este tipo de maniobras.

#### • **Inventario de rutas de transporte**

Se realizó un inventario de las rutas de transporte que operan en la Av. Centenario y el Anillo Periférico a fin de tener un parámetro de comparación que permita conocer el número de rutas que operan en estas vialidades. El inventario dio como resultado un total de 31 rutas con itinerario diferente que circulan sobre Av. Centenario sentido sur-norte, y un total de 22 rutas en el sentido norte-sur. Las unidades más empleadas son modalidad autobús y microbus, este tipo de unidades genera congestiones viales fuertes debido a su dimensión y lo tardado para realizar los movimientos de ascenso y descenso del pasaje. Se comprobó que el Anillo Periférico no registra rutas de transporte público de pasajeros en su trayectoria, los autobuses y microbuses que circulan no operan regularmente en esta vialidad.

## **DIAGNOSTICO Y PRONOSTICO**

### **A) DIAGNOSTICO**

El diagnóstico está orientado a determinar la magnitud y naturaleza de la problemática actual del sistema vial, identificando las causas físicas y operativas que están originando la actual operación del tránsito; se inicia con un análisis a través de una visión global de la zona en estudio describiendo las condiciones de la infraestructura vial. El diagnóstico de la vialidad, el tránsito y el transporte, incluye tanto los elementos del tránsito como son el vehículo, los peatones y la vialidad, así como los dispositivos del control de tránsito; del estudio se determinaron los elementos que inciden directamente en la disminución de la capacidad de las vialidades, como es el estacionamiento en la vía pública y las paradas de autobuses.

Partiendo de esta base y conociendo que para cualquier proyecto de Ingeniería de tránsito, la información de campo es fundamental puesto que una omisión, una distorsión o una mala interpretación de las condiciones prevalecientes en la zona del proyecto traerá como consecuencia una planeación fuera de la realidad que no solucionará las necesidades de una manera eficaz; se tuvo cuidado de que la información obtenida en campo fuera lo más amplia y precisa posible para reflejar claramente los conflictos que presenta la zona en estudio.

## B) ANALISIS DE LA INFORMACION

Una vez realizados los inventarios de campo se procedió al análisis minucioso de la información, con la finalidad de determinar las causas que están generando las actuales condiciones de operación del tránsito y el transporte. El análisis se realizó en primera instancia en forma separada y después en forma interrelacionada, como están operando actualmente.

### • Desarrollo Urbano

La zona industrial conurbada de los Municipios de Ecatepec y Tlalnepantla han presentado un crecimiento acelerado en los últimos 10 años hacia el norte de la zona de estudio, la tasa media de crecimiento urbano es del 4.6%, el crecimiento de la mancha urbana es debido al incremento industrial de la pequeña y mediana industria que se asientan en esta zona, por otra parte el Municipio de Ecatepec se desarrolla en la consolidación de las zonas urbanas de uso habitacional que se mezclan con la periferia de las áreas industriales.

La zona esta urbanizada en su totalidad y forma parte de una región de mayor cobertura de movilidad, por lo tanto el crecimiento que atrae esta zona corresponde a la taza media del 3% considerada en el incremento anual.

### • Aforos de tránsito

Los aforos de tránsito indican la saturación de la intersección principalmente durante los periodos de máxima demanda vehicular, los aforos de estaciones permanentes presentan los siguientes volúmenes vehiculares por día.

TABLA 5.3 VOLUMENES VEHICULARES

LOCALIZACION DE LA ESTACION	VOLEAFORADO EL DIA MIERCOLDES	VOLEAFORADO EL DIA JUEVES	VOLEAFORADO EL DIA VIERNES	VOLEAFORADO EL DIA SABADO
Av. Periferico (Ote - Pte)	15720	19860	16010	16300
Av. Periferico (Pte - Ote)	21280	27310	22840	15810
Av. Centenario (Norte - Sur)	24110	26588	25290	27980
Av. Centenario (Sur - Norte)	24740	26410	25400	26340
S U M A	85850	100168	89540	86430

Se observa que durante el periodo aforado los volúmenes vehiculares máximos se presentan en conjunto el día jueves que es precisamente cuando se realizaron los aforos de movimientos direccionales. Los volúmenes vehiculares máximos por hora se presentan de 7:00 a 9:00 hrs. considerando ambos sentidos de la Av. Centenario se registró un aforo de 3873 vehículos por hora; en las figuras 5.9 y 5.10 se presentan los diagramas de volúmenes vehiculares para los horarios de máxima demanda vehicular de los turnos matutino y vespertino.

### • Aforos peatonales

El resultado de los aforos peatonales indica que la hora de máxima demanda se presenta de las 13:00 a 14:00 hrs. con un aforo peatonal de 1015 peatones volumen considerado para las tres intersecciones aforadas de forma conjunta, los movimientos peatonales en el área de estudio se generan en gran medida por el tianguis de herramienta que se instala en el acceso sur de Av. Centenario. En conjunto los aforos peatonales indican una baja demanda peatonal en la zona que no interfiere de forma considerable con la operación vehicular de la intersección estudiada.

### • Capacidad y niveles de Servicio

Este análisis consiste en calcular la capacidad y el nivel de servicio a la cual están operando actualmente cada uno de los accesos de una intersección en la hora de máxima demanda, así mismo determinar la capacidad y el nivel de servicio de toda la intersección. Para hacer este análisis se siguió la metodología empleada en el Manual de Capacidad para Carreteras, publicado en 1985 por la Transportation Research Board, National Academy of Sciences de los E.U.A. y como elemento auxiliar se utilizó el programa de cómputo SIDRA el cual emplea la metodología del Manual de Capacidad.

El nivel de servicio es una medida cualitativa que trata de representar la forma como el usuario percibe la calidad de la infraestructura vial por la que circula. Los niveles de servicio se representan por letras, de la "A" a la "F", siendo "A" el mejor nivel y se refiere a un flujo de circulación excelente, mientras que la "F" indica el peor nivel y se refiere a un flujo de circulación muy forzado a baja velocidad.

Para poder conocer la operación de las 3 intersecciones se realizó este análisis, tomando en cuenta los siguientes elementos:

- Volúmenes direccionales de tránsito vehicular en la HMD.
- Composición vehicular por movimiento.
- Factores de hora de máxima demanda por acceso.
- Autobuses que paran en cada acceso en las HMD.
- Las maniobras de estacionamiento en cada uno de los accesos en las HMD.
- Ancho de cada carril.
- El número de carriles por acceso.
- Duración del ciclo (en intersecciones semaforizadas).
- Número de fases y duración de cada una de ellas.

Una vez realizado el aforo vehicular en las intersecciones mostradas en las figuras (5.9 y 5.10), se realizó el análisis de capacidad para cada intersección; los resultados obtenidos se muestran en la siguiente tabla.

TABLA 5.4 NIVELES DE SERVICIO EN LAS INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS

INTERSECCION	ACCESO	NIVEL DE SERVICIO
Av Centenario - Av Altavilla	Norte	D
Av Centenario - Av Altavilla	Sur	D
Av Centenario - Av Altavilla	Oriente	B
Av Centenario - Av Altavilla	Poniente	B
Av Centenario - Periferico	Norte	F
Av Centenario - Periferico	Sur	F
Av Centenario - Periferico	Oriente	**
Av Centenario - Periferico	Poniente	F
Av Centenario - Av Desfogue	Norte	F
Av Centenario - Av Desfogue	Sur	**
Av Centenario - Av Desfogue	Nor - Ote	**

NOTA: \*\* La demora y el nivel de servicio no son significativos para los valores de  $TC > 1.02$

En el cuadro anterior se muestran los resultados obtenidos de cada intersección. Observándose que las intersecciones rebasan su capacidad y operan con flujos forzados.

#### • Estudio de tiempos de recorrido y demoras

Los recorridos realizados en el área de influencia del proyecto indicaron que la principal demora generada en la zona es debida a la operación de los semáforos de las intersecciones de Av. Centenario con las avenidas Desfogue, Anillo Periferico y Altavilla. Por otra parte la segunda causa de demora son las maniobras de ascenso y descenso de pasaje que realiza sobre Av. Centenario el transporte público, debido a la falta de cultura vial de los operarios de dichas unidades para realizar estas maniobras; en muchos casos obstruyen dos carriles de circulación generando un fuerte congestionamiento vial.

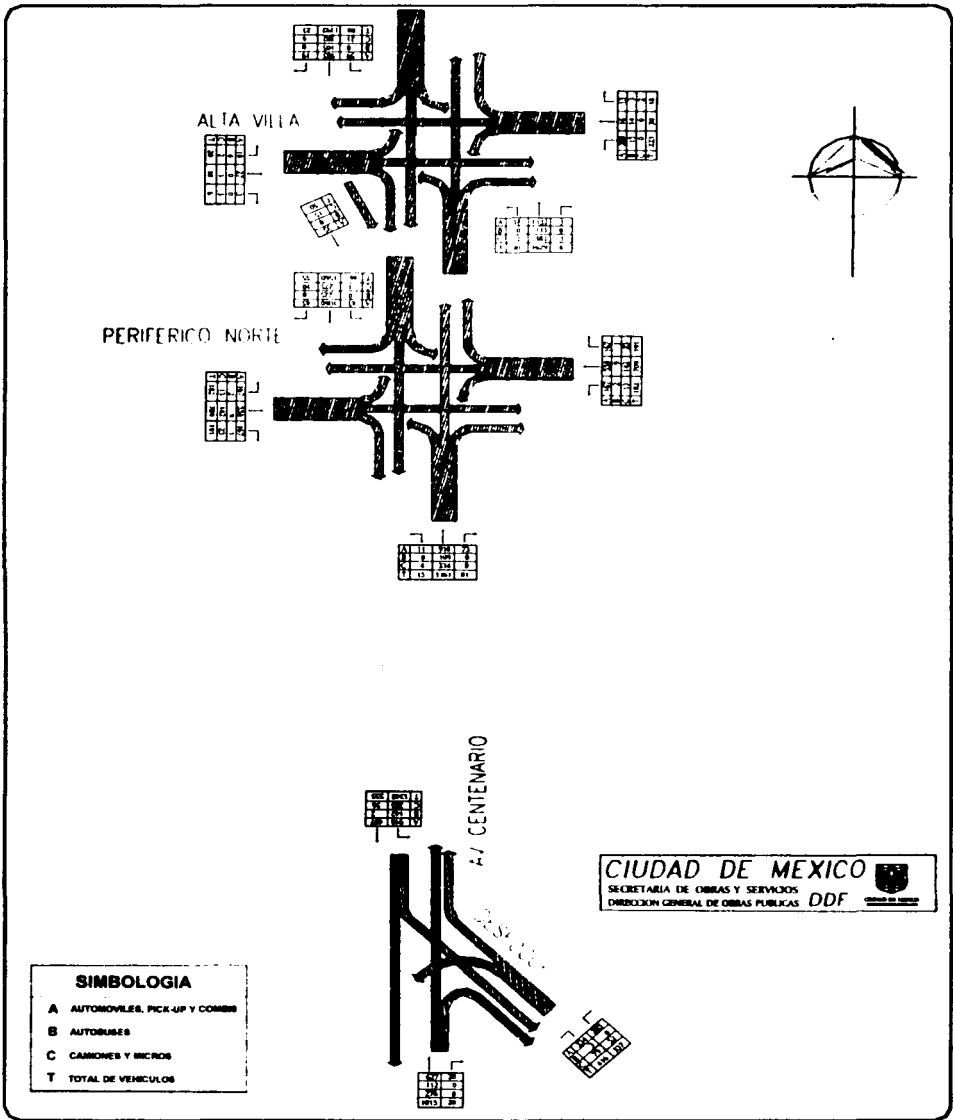


Fig. 5.9 VOLUMENES VEHICULARES (HORARIO VESPERTINO)



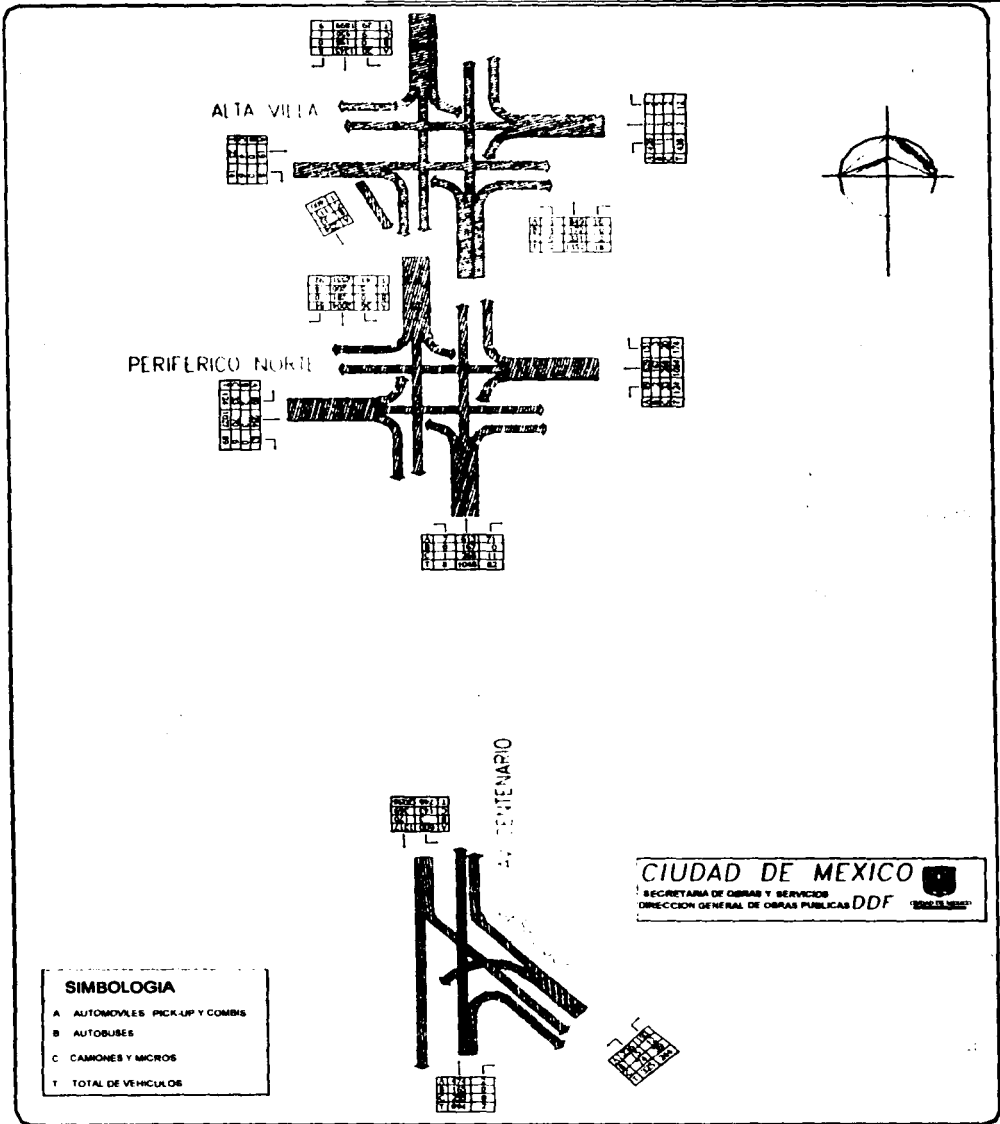


Fig. 5. 10 VOLUMENES DE TRANSITO (HORARIO MATUTINO)

### • Señalamiento existente

La principal deficiencia en este renglón es la falta de señalamiento horizontal "Marcas en el pavimento" en la Av. Centenario y la falta de mantenimiento del mismo en Anillo Periférico, que impide una correcta canalización de los flujos vehiculares ocasionando interferencias entre los vehículos.

El señalamiento vertical existente es deficiente debido a la falta de señalamiento informativo previo que canalicen con anticipación los movimientos direccionales que se realizan en las intersecciones, el señalamiento de nomenclatura es escaso y el existente presenta muchas deficiencias en su aspecto físico.

### • Operación de los semáforos

La operación de los semáforos es inadecuada ya que en la mayor parte del tiempo están siendo operados de forma manual por los agentes de tránsito, por lo que no operan de forma sincronizada ocasionando demoras importantes a los flujos vehiculares de largo itinerario que circulan por Av. Centenario en ambos sentidos.

### • Estacionamiento

Al no existir vigilancia policiaca para evitar el estacionamiento en los carriles laterales de Av. Centenario, este problema se acentúa más debido a la presencia de locales comerciales y al establecimiento del tianguis de herramienta que se establece en el acceso sur de Av. Centenario, que generan la atracción de viajes a esta zona de la Ciudad; situación que se agrava los días domingo que es cuando el tianguis incrementa sus actividades comerciales generando el bloqueo casi total de los carriles laterales de la vialidad.

### • Transporte de pasajeros

Las líneas de transporte público que operan en la zona de estudio emplean en mayor número autobuses foraneos y rutas de transporte del estado de México en su modalidad de microbús, la presencia de este tipo de unidades en la corriente vehicular reduce la velocidad de operación por las maniobras de ascenso y descenso de pasaje que se realizan en sitios no aptos para estas unidades.

## C) PRONOSTICOS

Uno de los parámetros más difíciles e importantes de precisar es el proyectar las demandas y movimientos direccionales a futuro donde intervienen variables como; las características de los componentes urbanos, uso de suelo, mejoras a vialidades, nuevas vialidades, etc., que conforme el paso del tiempo resulta más difícil precisar. El marco de planeación a futuro deberá abrir posibilidades sobre lo que podría acontecer si continúa el proceso anual de crecimiento, pero también lo que sucedería en el caso de adoptar acciones normativas que regularicen el crecimiento urbano.

### C.1) Volúmenes Asignados

Parte fundamental de lo que podrá suceder en los escenarios de pronóstico son los volúmenes vehiculares asignados para el puente Centenario de acuerdo a su ubicación se manejaron las siguientes hipótesis de comportamiento:

**Hipótesis No. 1** El tránsito vehicular que circula por Av. Centenario utilizaría el puente vehicular para cruzar el Anillo Periférico evitando la interferencia de los semáforos y mejorando los tiempos de recorrido, por lo que utilizarían el puente vehicular 3872 vehículos durante la hora de máxima demanda.

**Hipótesis No. 2** Al analizar las conexiones viales en la zona de estudio se observa que no existe continuidad en Anillo Periférico al paso de la Autopista México-Pachueca, por lo que los volúmenes que circulan por el Periférico no pueden seguir al Poniente sin embargo esta conexión debe solucionarse en el corto tiempo, situación que modificaría los patrones de movilidad en la intersección objeto del estudio; y para evaluar el impacto de esta obra se propone la hipótesis siguiente.

**Hipótesis No. 3** Utilizando el estudio de Origen Destino de la zona metropolitana de la Ciudad de México se obtuvieron los viajes persona-día, obteniéndose en porcentaje la generación y atracción de viajes que genera cada centro de población.

TABLE 5.5 VIAJES PERSONA-DÍA GENERADOS EN 1993 POR MUNICIPIO

ESTADO DE MÉXICO (MUNICIPIO)	VIAJES (1991)	VIAJES (1998)	% DE APORTACION POR MUNICIPIO (1998)
Naucalpan	1, 109 105	1 728 126	5 6843
Nezahualcoyotl	1, 098 195	1 711 870	5 6308
Tlalnepantla	981 888	1 529 782	5 0319
Ecatepec	919 128	1 432 001	4 7103
Cuautitlan Izcalli	332 010	517 303	1 7016
Aizapán de Zaragoza	284 984	444 005	1 4605
Tultitlan	139 852	217 889	0 7167
Coacalco	138 399	215 626	0 7093
Texcoco	132 433	206 331	0 6787
Chalco	118 523	184 659	0 6074
Los Reyes la Paz	78 690	122 599	0 4033
Ixtapaluca	76 711	119 516	0 3931
Nicolas Romero	68 767	107 139	0 3524
Chimalhuacán	65 281	101 708	0 3345
Zumpango	62 376	97 182	0 3197
Huixquilucan	59 095	92 070	0 3028
Cuautitlán de Romero Rubio	57 925	90 247	0 2968
Ixcamac	28 546	44 475	0 1463
Teoloyucán	21 617	33 679	0 1108
Tepozotlán	20 314	31 649	0 1041
Tultepec	18 037	28 102	0 0924
Melchor Ocampo	16 841	26 238	0 0863
San Salvador Atenco	14 760	22 996	0 0756
Coyotepec	13 965	21 757	0 0716
Chicolmaspan	7 752	12 078	0 0397
Jaltenco	7 272	11 330	0 0373
Nextlalpán	4 880	7 603	0 0250
Otros	13 635 243	21 243 709	69 8768
TOTAL	19 513 265	30 401 667	100 0000

(Fuente Estudio Origen Destino Area Metropolitana de la Cd. de México)

Con los porcentajes de asignación por Municipio se homologó el volumen total que circula por Av. Centenario 2740 vehículos, con el número total de viajes que podrían ser asignados al proyecto en Av. Centenario sentido "norte-sur", para el escenario con los volúmenes de máxima demanda observados durante los aforos de estación permanente; de forma semejante se obtuvieron los volúmenes asignados para el sentido "sur-norte" con los siguientes resultados:

TABLE 5.6 ASIGNACION DE TRANSITO PARA LA VUELTA IZQUIERDA

ESTADO DE MÉXICO (MUNICIPIO)	% DE ATRACCION DE TRANSITO POR MUNICIPIO	TRANSITO AFORADO AV. CENTENARIO (NORTE-SUR)	TRANSITO ASIGNADO VUELTA(IZQ)
Naucalpan	5 6843	2740	156
Nezahualcoyotl	5 6308	2740	154
Tlalnepantla	5 0319	2740	138
Ecatepec	4 7103	2740	129
Tultepec	0 0803	2740	22
		Suma	599

TABLA 5.7 ASIGNACION DE TRANSITO PARA LA VUELTA IZQUIERDA

ESTADO DE MEXICO (MUNICIPIO)	% DE ATRACCION DE TRANSITO POR MUNICIPIO	TRANSITO AFORADO AL CENENARIO (SUR-NORTE)	TRANSITO ASIGNADO VUELTA (IZQ)
Naucalpan	5 6843	2740	155
Cuautitlan Izcalli	1 7016	2740	47
Tlalnepanitla	5 0319	2740	138
Ecatepec	4 7103	2740	128
Tultepec	0 0924	2740	3
<b>Suma</b>			<b>471</b>

### C.2) Volúmenes Generados

Es el total de vehículos generados por el crecimiento urbano y poblacional establecido por los planes de desarrollo urbano, esta tasa será utilizada durante los escenarios 1998 y 2008 esto último propuesto para cumplir las tendencias de urbanización y población (en la zona únicamente), el cálculo de la tasa se obtiene de los faltantes de urbanización y el crecimiento tendencial de la población, entre el tiempo propuesto para cumplir con el desarrollo integral de la zona. Para este caso el incremento anual es del 1.02% anual, aplicable al tránsito asignado al proyecto

### C.3) Volúmenes Inducidos

Es el incremento vehicular por la atracción de continuidad y liga con otras vialidades a nivel regional, es decir, la comunicación directa entre las zonas de atracción de la Delegación Gustavo A. Madero y los Municipios de Ecatepec y Tlalnepanitla, es consecuencia del ahorro en tiempo empleado entre el recorrido actual y el que se desarrollara con la puesta en operación del puente, el incremento en los volúmenes registrados actualmente que podrían verse beneficiados por la operación del puente se estiman en 1.0% adicional al crecimiento urbano de la zona en estudio. En la tabla siguiente se presenta la composición de la tasa de crecimiento vehicular asignada a los volúmenes vehiculares del puente Centenario.

TABLA 5.8 COMPOSICION DE LA TASA DE CRECIMIENTO VEHICULAR

CONSIDERACIONES	TASA CONSIDERADA EN %
Tasa de crecimiento vehicular de la zona	3.00
Tasa de crecimiento inducido en función del crecimiento urbano	1.02
Tasa de crecimiento vehicular debida a la integración vial regional de la zona.	1.00
<b>T O T A L</b>	<b>5.02</b>

## ELABORACION DE ALTERNATIVAS DE SOLUCION

Una vez estudiada la problemática existente en la vialidad se plantea que la solución definitiva para proporcionar una circulación continua consiste en construir un paso superior elevado que cruce las intersecciones, propiciando que la Av. Centenario y el Anillo Periférico operen con circulación continua libre de interferencias de semáforos. En las figs. de la 5.11 a la 5.14, se plantean alternativas de solución específicas para cada uno de los factores involucrados en la operación vehicular del cruce; estos factores son:

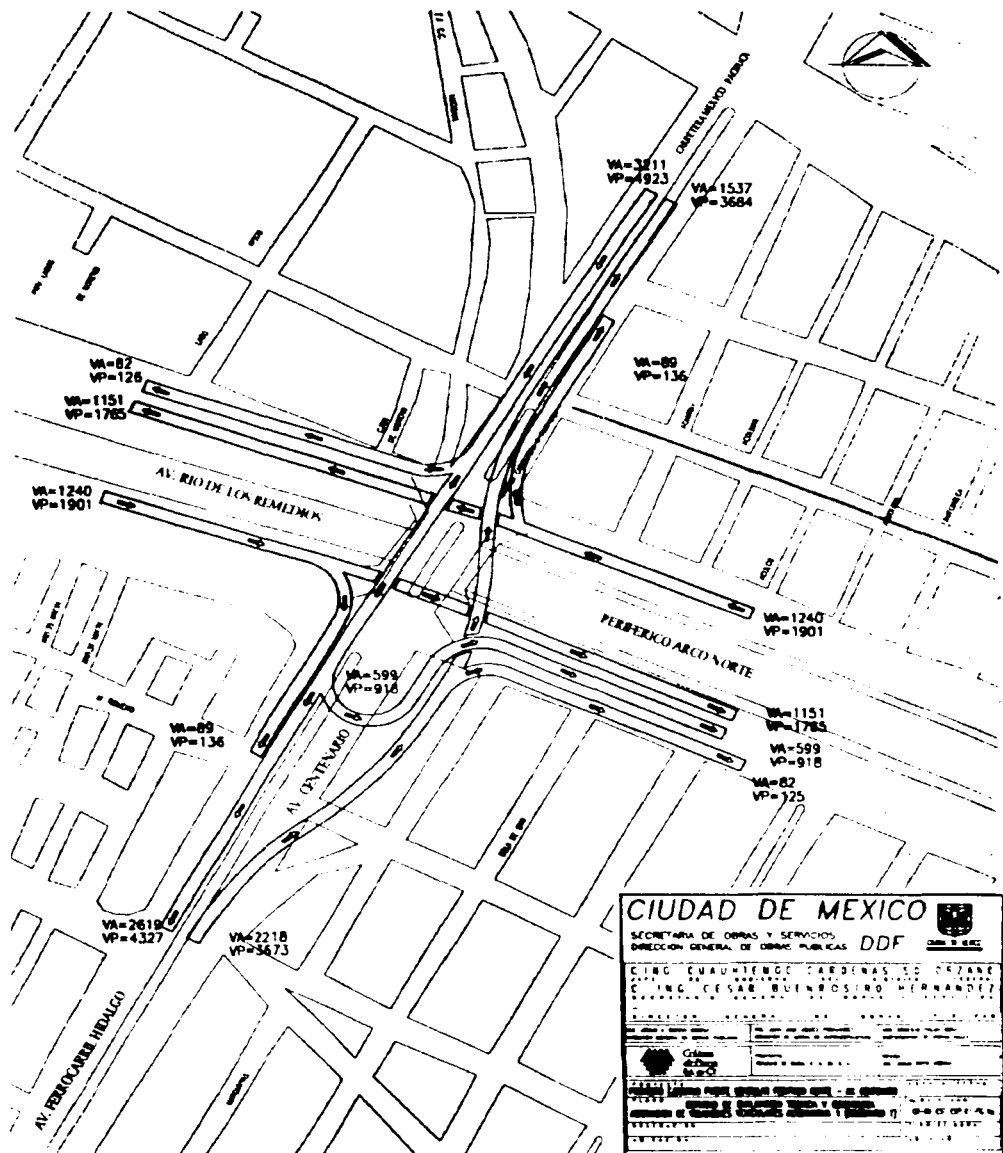
- Sentidos de circulación existentes.
- Adecuaciones geométricas a la infraestructura existente.
- Estacionamientos en la vía pública.
- Uso del suelo del área del proyecto.
- Operación de los semáforos.
- Tiempos de recorrido y demora.
- Elevación en los niveles de servicio de la intersección.

Los factores mencionados se refieren a la operación vial excepto el último, que realiza la comparación entre las condiciones de operación a futuro; finalmente se realiza la recapitulación de las soluciones planteadas y se analiza de manera crítica el impacto que éstas tendrán y así determinar la mejor opción donde se evalúan las posibles soluciones en base a un análisis Beneficio / Costo.

**Alternativa de solución No. 1** Consiste en elevar dos carriles de circulación por sentido de la Av. Centenario para cruzar los entronques de la Av. Centenario con las Avs. Altavilla y Anillo Periférico. Las vueltas derechas que se generan en el entronque son solucionadas por medio de enlaces que permiten la operación de forma continua, adicionalmente se construye una gaza que resuelve a desnivel la vuelta izquierda del tránsito que proviene de Av. Centenario (sentido norte-sur) y que se dirige a la zona de Valle de Aragón en el Municipio de Cd. Nezahualcoyotl. Esta alternativa presenta dos escenarios, en el primero los volúmenes considerados para la operación están basados en los volúmenes registrados para la máxima demanda vehicular obtenida durante los años de tránsito de estaciones permanentes. En el segundo los volúmenes para la asignación corresponden al promedio de las horas valle, sin considerar los horarios pico.

**Alternativa de solución No. 2** Considera elevar dos carriles de Av. Centenario para librar las intersecciones de Av. Altavilla y Periférico. En esta alternativa los movimientos direccionales de vuelta derecha, que se generan en la intersección para todos sus accesos, son resueltos por medio de enlaces que permiten su operación de forma continua. Adicionalmente a esta alternativa se propone solucionar a desnivel las vueltas izquierdas de Av. Centenario por medio de gasas, que se integren al Anillo Periférico, para que estas maniobras se realicen libres de interferencias de los volúmenes vehiculares que circulan por Av. Centenario esta vialidad, operará con sentido de circulación "Inglés" aprovechando que la Av. Centenario funcionara a desnivel beneficia el trenzado de las vialidades.

**Alternativa de solución No. 3** Esta solución difiere de la segunda solo en la consideración de que la Av. Centenario operara con tres carriles de circulación elevados, para librar el cruce del Anillo Periférico y la Av. Altavilla, resolviéndose las maniobras de vuelta derecha con enlaces para mantener la circulación operando de forma continua. Las vueltas izquierdas se resolverán por medio de gasas a desnivel que se integran a las laterales del Anillo Periférico.



**CIUDAD DE MEXICO**

SECRETARIA DE OBRAS Y SERVICIOS  
 DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS **DDF**

C. ING. CESAR BUENOSIRO HERNANDEZ

ESTADO DE GUANAJUATO

SECRETARIA DE OBRAS Y SERVICIOS

Fig. 5. 11 ALTERNATIVA DE SOLUCION No. 1 (Escenario 1 volumen de máxima demanda)

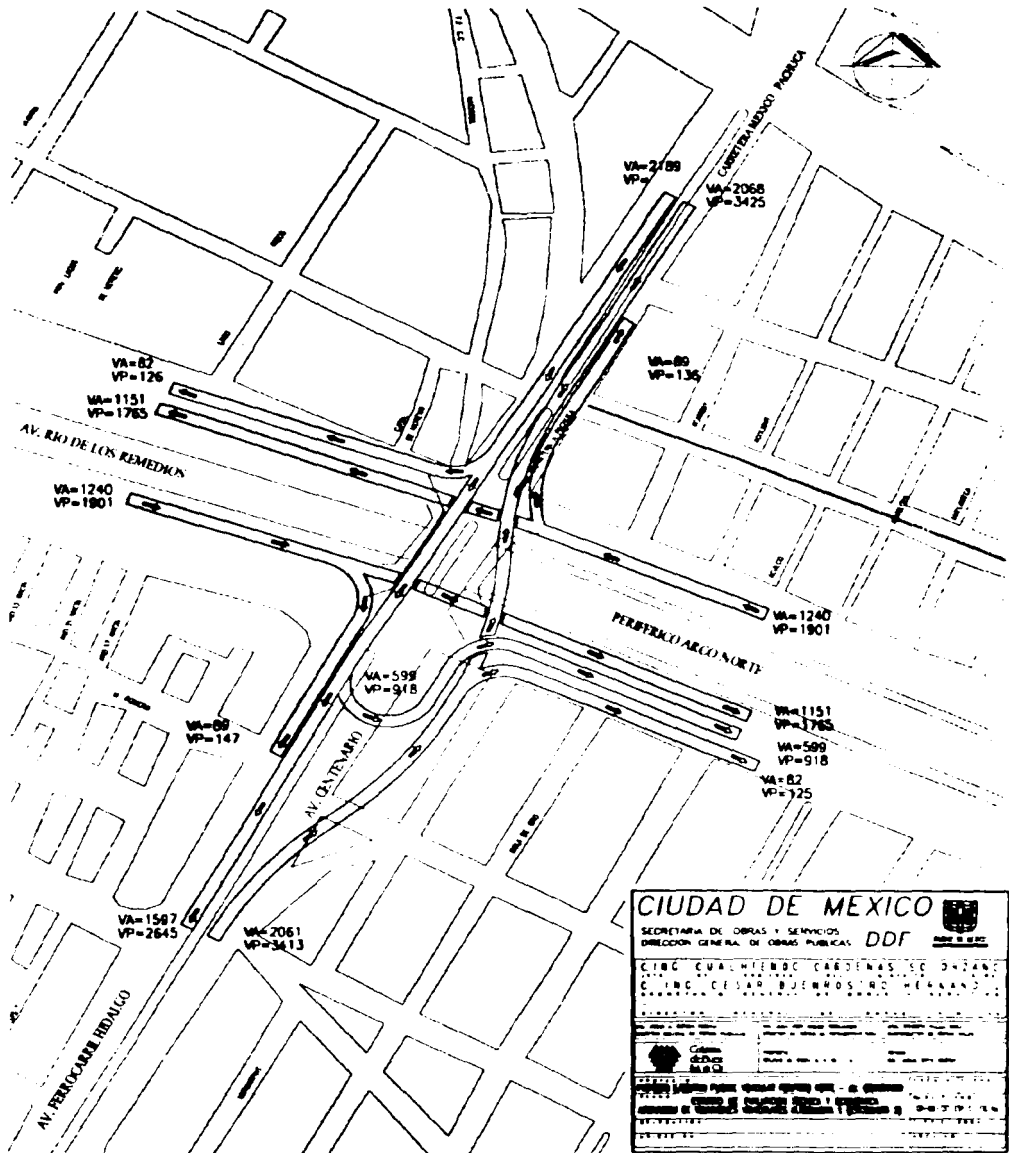
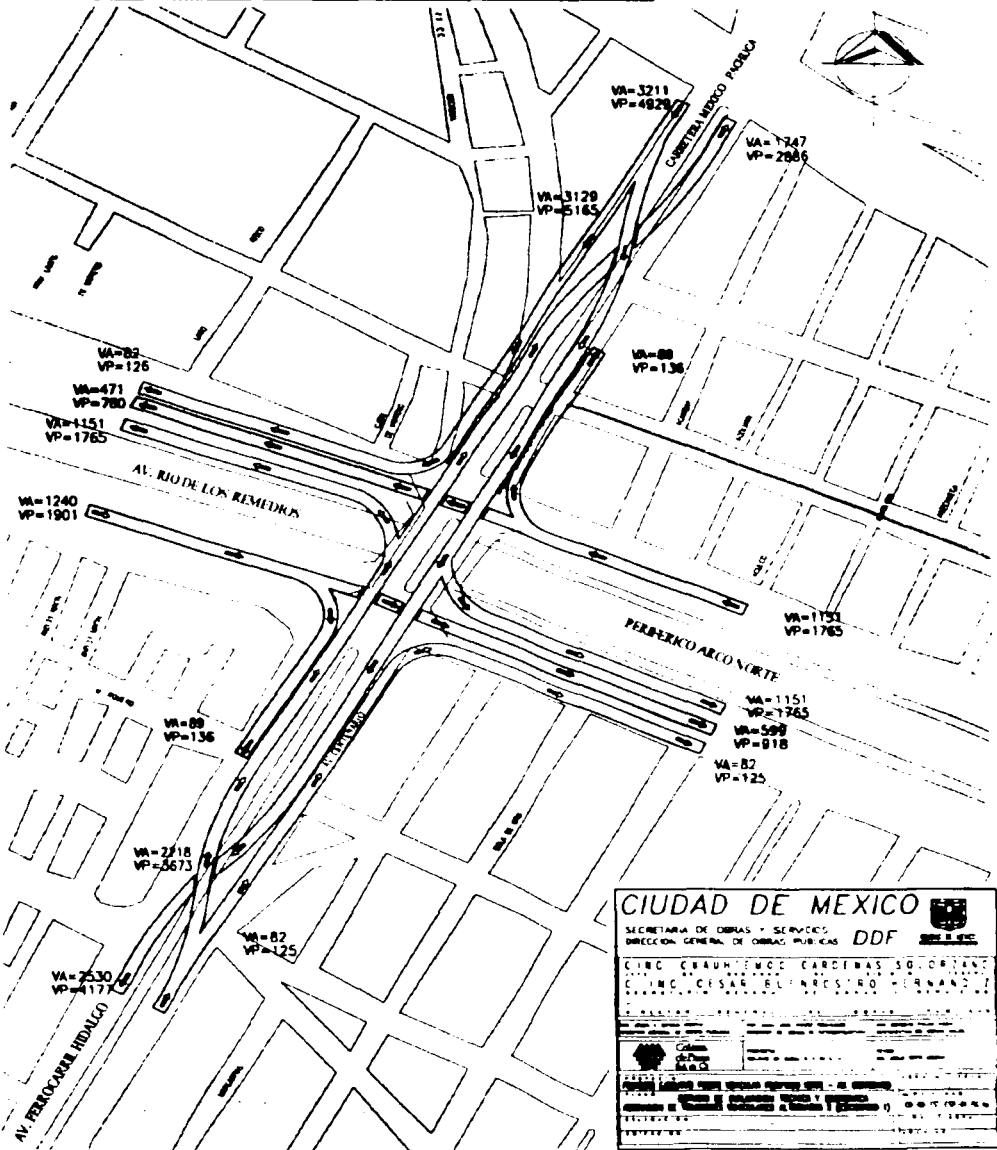


Fig. 5. 12

ALTERNATIVA DE SOLUCION No. 1 (Escenario No. 2 volumen promedio)



**CIUDAD DE MEXICO**

SECRETARIA DE OBRAS Y SERVICIOS  
DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS DDF

CINCO CRANTUNEO CORDERAS SO. ORIAN  
C. ING. CESAR BLANCO ROBERTO HERNANDEZ

PROYECTO: ...

ESTADO: ...

FECHA: ...

... (Additional project details and stamps)

Fig. 5. 13 ALTERNATIVAS DE SOLUCION No. 2 Y No. 3 (Escenario No. 1)



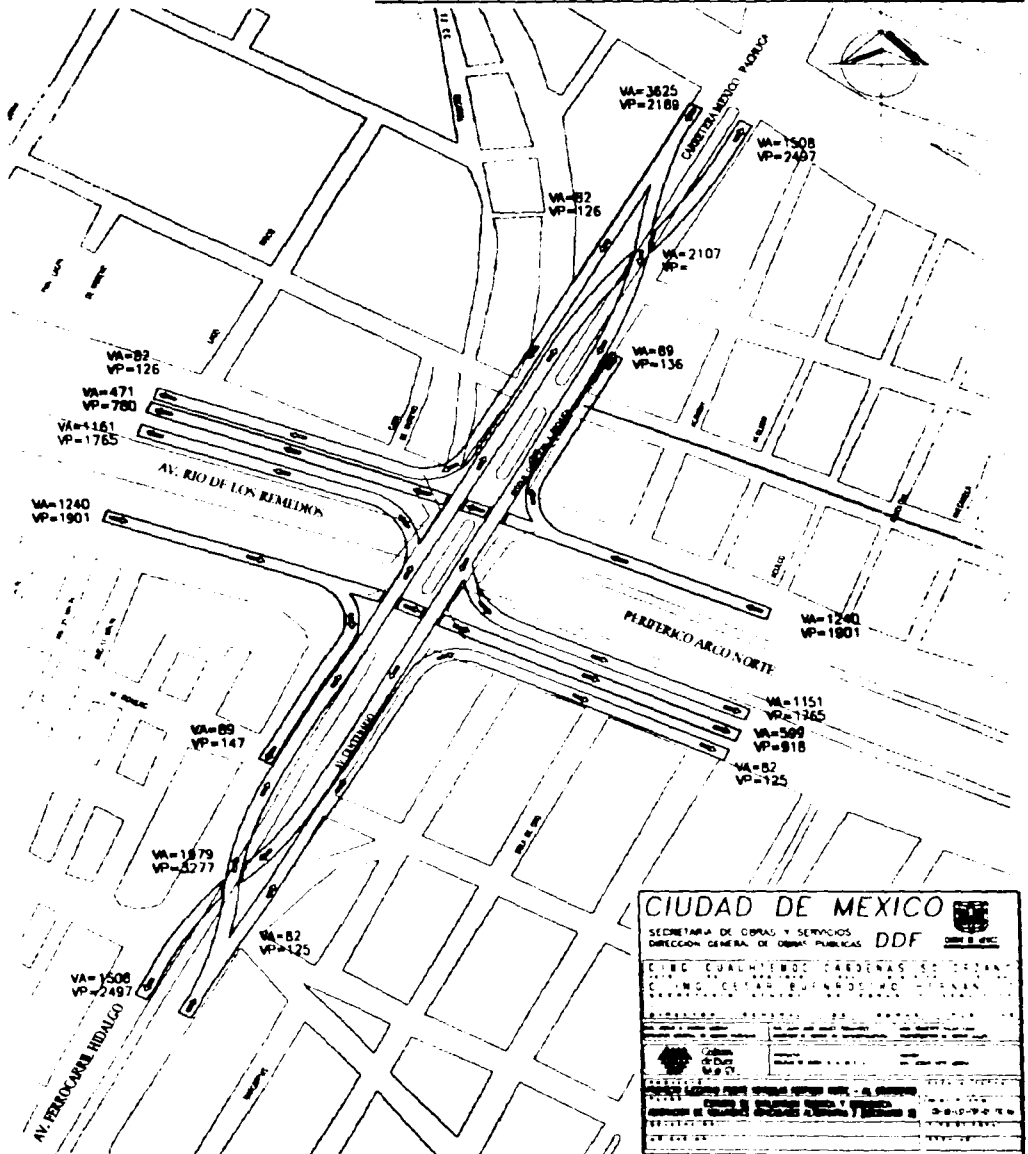


FIG. 5. 14

ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN NO. 2 Y NO. 3 (ESCENARIO NO. 2)

## SECCIÓN TRANSVERSAL

La dimensión del arrollo para la estructura del puente, estará determinada por el volumen de servicio y capacidad que permita mantener un nivel de operación, aceptable en función de los volúmenes vehiculares asignados correspondientes a la evolución de los volúmenes vehiculares hasta alcanzar la vida útil del proyecto. En la tabla siguiente se presenta la evolución de los volúmenes vehiculares asignados al proyecto y el nivel de servicio al cual operarán considerando el escenario de máxima demanda vehicular detectado en los afloros.

TABLA 5.9 VOLUMENES DE PROYECTO (ESCENARIO DE MÁXIMA DEMANDA)

Año	Vol. aflorando 1998 Hora de máxima demanda	Vol. Inducidos (V.I.) Hora de máxima demanda	Volumen Total (por sentido)	Nivel de servicio (2 carr. x sentido) ALTERNATIVA No. 1	Nivel de servicio (2 carr. x sentido) ALTERNATIVA No. 2	Nivel de servicio (3 carr. x sentido) ALTERNATIVA No. 2
1998	2740	471	3211	D	C	B
1999	3022	526	3542	D	D	C
2000	3173	545	3718	D	D	C
2001	3332	573	3905	E	D	C
2002	3499	601	4100	E	D	C
2003	3677	632	4309	E	D	C
2004	3861	664	4524	E	E	C
2005	4055	697	4752	F	E	C
2006	4177	718	4895		F	C
2007	4303	740	5042		F	C
2008	4432	762	5194		F	C
2009	4566	785	5351		F	C
2010	4700	808	5508		F	C
2011	4842	832	5674		F	D
2012	4988	857	5845		F	D
2013	5138	883	6021		F	E
2014	5292	910	6202		F	E
2015	5450	937	6387		F	F
2016	5612	965	6571		F	F
2017	5783	994	6777		F	F

De igual forma se calcularon los niveles de servicio a los que operara el puente, pero considerando el escenario de volumen horario promedio, que es menor al de máxima demanda.

TABLA 5.10 VOLUMENES DE PROYECTO (ESCENARIO DE HORA PROMEDIO/DÍA)

Año	Vol. aflorando 1998 Hora de máxima demanda	Vol. Inducidos (V.I.) Hora promedio	Volumen Total (por sentido)	Nivel de servicio (2 carr. x sentido) ALTERNATIVA No. 1	Nivel de servicio (2 carr. x sentido) ALTERNATIVA No. 2	Nivel de servicio (3 carr. x sentido) ALTERNATIVA No. 3
1998	1590	371	2061	C	B	B
1999	1784	426	2211	C	B	B
2000	1841	445	2387	C	C	B
2001	1933	473	2506	C	C	B
2002	2030	601	2632	C	C	B
2003	2134	632	2766	C	C	B
2004	2240	664	2904	C	C	B
2005	2353	697	3050	D	C	C
2006	2424	718	3142	D	D	C
2007	2499	740	3236	D	D	C
2008	2572	762	3334	D	D	C
2009	2650	785	3435	D	D	C
2010	2727	808	3535	D	D	C
2011	2810	832	3642	E	D	C
2012	2894	857	3752	E	D	C
2013	2982	883	3865	E	E	C
2014	3071	910	3981	E	E	C
2015	3163	937	4100	E	F	C
2016	3257	965	4222	F	F	C
2017	3356	994	4350	F	F	C

## a) Datos Técnicos y operacionales

Considerando que una obra de la magnitud del "Puente Vehicular Centenario" por lo cuantioso de los recursos involucrados, debe responder de forma definitiva a los problemas viales que se generan durante las horas pico se considera que el escenario 2 correspondiente a el promedio de los volúmenes horarios durante las horas valle no responde a las necesidades básicas del proyecto se desechan estos escenarios, utilizando para el análisis las consideraciones de los escenarios No 1. En la tabla 5.11 se presentan los datos técnicos y operacionales de cada una de las tres alternativas de solución consideradas.

TABLA 5.11 DATOS TÉCNICOS Y OPERACIONALES DE LAS DIFERENTES ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

DATOS TÉCNICOS Y OPERACIONALES	ALTERNATIVA No 1 SE TRAVE (2 CARRILES)	ALTERNATIVA No 2 DGOOP (2 CARRILES)	ALTERNATIVA No 3 DGOOP (3 CARRILES)
Velocidad de proyecto	50km/hr	50km/hr	50km/hr
Número de carriles	2 por sentido	2 por sentido	3 por sentido
Ancho de carril (3.50m)	2 carriles x sentido	2 carriles x sentido	3 carriles x sentido
VIMD	2569	3168	3168
Acotamientos	0.70 (Banquetas laterales)	0.70 (Banquetas laterales)	0.70 (Banquetas laterales)
Pendiente entrada	6.60%	6.60%	6.60%
Pendiente salida	7.40%	7.40%	7.40%
Vehículos pesados	19.88%	19.88%	19.88%
Vehículos ligeros	80.12%	80.12%	80.12%
Peso promedio (V pesados)	15 Ton	15 Ton	15 Ton
Potencia promedio	150Hp	150Hp	150Hp
Predicción lineal	Vf Va (1. r)	Vf Va (1. r)	Vf Va (1. r)

### b) Datos Constructivos

Las especificaciones constructivas de las tres alternativas de solución a considerar, son similares por lo que solo describiremos brevemente los aspectos más relevantes del proyecto. La cimentación será a base de pilotes de fricción que tendrán una longitud de 25.00 a 30.00 m., que soportaran cajones de cimentación compensados de 3.50 m. por lado, los apoyos del puente se construirán a partir de aireplenes por medio de losas de pizo y techo reforzadas con traves de carga longitudinales y transversales para proporcionarle la rigidez necesaria; la superficie de rodamiento estará dada por una carpeta asfáltica apoyada sobre columnas de concreto, armados de forma elíptica y cabezales de concreto, con claros entre columna de 25 m. teniendo un galibo de 5.50 mts, el peralte de la estructura es de 1.78 m.

### COSTOS.

Los costos de construcción correspondientes a las tres alternativas de solución, están basados en costos índice que proporcionan un estimado de los costos reales de la inversión a realizar; a continuación se presentan los costos estimados para cada alternativa de solución desglosados en los rubros de mayor importancia.

TABLA 5.12 COSTOS DE CONSTRUCCIÓN

PRESUPUESTO	ALTERNATIVA No 1 SE TRAVE (2 CARRILES)	ALTERNATIVA No 2 DGOOP (2 CARRILES)	ALTERNATIVA No 3 DGOOP (3 CARRILES)
Preliminares	789 228 79	868 984 79	1 185 976 79
Confinamiento	36147 21	260 011 21	354 859 21
Cimentación	10 642 160 02	11 717 610 02	15 992 010 03
Prefabricado	4 399 795 21	4 844 419 21	6 611 587 21
Estructura	4 319 008 00	4 755 468 00	6 490 188 00
Parapetos	838 944 00	923 724 00	1 260 684 00
Pavimento	1 360 953 59	1 498 485 58	2 045 109 58
Vialidad	826 515 21	910 039 21	1 242 007 21
Obras Hidráulicas y Pluviales	2 063 180 79	2 271 676 79	3 100 348 79
Alumbrado	195 753 60	215 535 60	294 159 61
Señalamiento Vertical	161 574 41	177 902 42	242 798 42
Señalamiento Horizontal	65 251 19	71 845 19	98 053 18
Seguridad	2 408 079 98	2 651 429 98	3 618 629 97
Jardinería	254 790 41	280 538 42	382 874 42
Varios	2 510 617 59	2 764 329 58	3 772 713 58
SUMA	31 072 000 00	34 212 000 00	46 692 000 00

Para seleccionar una solución definitiva a un problema específico de vialidad es necesario realizar una evaluación técnica y económica de las posibles alternativas de solución, para en base a un análisis detallado de las ventajas y desventajas que presente cada una de ellas, se pueda seleccionar la alternativa más conveniente desde el punto de vista técnico y económico que aseguren el éxito del proyecto.

En la evaluación técnica se analizan parámetros operacionales, técnicos y de carácter social que pudieran ser determinantes para seleccionar la óptima alternativa de solución; entre estos factores se encuentran los siguientes:

- Adaptabilidad.
- Accesibilidad.
- Capacidad.
- Características del diseño.
- Características operacionales.
- Etapas de desarrollo.
- Costos de operación.
- Inversión y costos de conservación.
- Conservación del tránsito durante la obra.

En toda alternativa de solución se analiza cada uno de estos indicadores de forma separada y conjuntamente para definir la alternativa óptima.

#### • Adaptabilidad

Cada alternativa debe juzgarse con respecto a su adaptabilidad total en el lugar, con el tipo de intersección y al tránsito. Algunos arreglos son mas apropiados que otros a la topografía y circunstancias del lugar. Los proyectos que requieren grandes terraplenes y cortes profundos o drenaje difícil son menos deseables que aquellos que se apegan mas a la conformación del terreno natural y se prestan ellos mismos a pendientes apropiadas y al tratamiento del paisaje.

La estética es importante a tal grado que el arreglo de la intersección puede revalorar o devaluar la zona considerada. Los entronques direccionales normalmente no son apropiados a menos que en ambas vialidades interceptadas exista un movimiento fuerte de vuelta izquierda. El uso de intersecciones debe estar de acuerdo con el carácter de las vialidades que se estre cruzan. La forma en que las vueltas se ajustan al tránsito debe ser considerada determinante. Es preferible un diseño que da preferencia al movimiento con mayor volumen de tránsito. El grado y modo de canalización o el tipo y forma de rampas deben ser resultado de los volúmenes y carácter del tránsito.

#### • Accesibilidad

La alternativa de solución debe ser examinada según su accesibilidad o posibilidad de realizar el proyecto dentro de la construcción actual. Los aspectos ingenieriles del diseño deben ser considerados juntamente con sus efectos sobre la comunidad, no solo donde el desarrollo pueda requerir la remoción de ciertos edificios sino también donde ciertos establecimientos son afectados adversamente por la relocalización del tránsito. Estos efectos a menudo son reflejados en el costo real de las vialidades nuevas.

#### • Capacidad

Un análisis de capacidad debe realizarse para las alternativas de solución y determinar que tan adecuadamente lo proyectado alojara el tránsito probable. El manual de capacidad de carreteras proporciona las herramientas necesarias para un análisis de capacidad, mientras en algunos casos las dimensiones, o el número de carriles pueden ser determinados directamente de los datos de volumen y capacidad, en la mayoría de los proyectos; la capacidad es confrontada contra el volumen y el proyecto readaptado, para apegarse a las características operativas teóricas de proyecto.

### • Características del diseño

Los aspectos geométricos, tales como alineamiento, perfil, distancia de visibilidad, ancho de pavimento, carriles auxiliares, sobre elevación, isletas, etc., deben ser comparadas en las alternativas, para tenerlos en cuenta en la adaptabilidad del proyecto. De otra manera no se vera la diferencia entre el nuevo proyecto geométrico y en el que contiene las normas mínimas.

### • Características operacionales

Las características operacionales pueden ser evaluadas con base en las experiencias y datos disponibles, considerando comportamiento del conductor y funcionamiento del tránsito. Son considerados los efectos de convergencia, divergencia, cruces y movimientos mezclados. Las relaciones de capacidad a volúmenes de tránsito son observados para evaluar el tipo de operación, velocidades probables, interferencia y demora etc.

La secuencia de salidas y entradas son examinadas, para determinar sus efectos en la operación como trayectorias claras a seguir, considerando si la intersección puede ser señalizada en forma efectiva; también el aspecto de seguridad debe ser evaluado y deberá recibir serias consideraciones en la selección de los diagramas.

Los perfiles están controlados principalmente por la topografía, pendientes máximas, distancias mínima de visibilidad, y claros de las estructuras, pero pueden también ser afectados por la sobre elevación requerida.

En una red de vialidades la sobre elevación de una de ellas puede influir significativamente en el perfil del otro. Esto se toma en consideración al final de la rampa donde la elevación a través del camino y de las rampas son diferentes en cada lado del acceso o de la unión final. Los refinamientos en la aplicación de la sobre elevación en los proyectos preliminares, aunque sean aproximados aseguran perfiles razonables.

### • Etapas de Desarrollo

En todo proyecto la rentabilidad, depende de que las inversiones se realicen de forma oportuna, para que los costos de financiamiento no repercutan en la viabilidad de los proyectos por lo que es necesario realizar las inversiones por etapas a fin de que su implementación responda a las necesidades de tránsito de acuerdo al horizonte de proyecto propuesto.

### • Costos de Operación

Uno de los parámetros más importantes a considerar es el correspondiente a los costos de operación, debido a que este parámetro indica los gastos de operación que el proyecto requiere una vez puesto en funcionamiento, que en algunos casos después de algunos años rebasan a los de construcción y pudieran no hacer viable el proyecto.

### • Inversión y costos de Conservación

La inversión y los costos de conservación por representar grandes erogaciones de dinero, pudieran hacer no viable la realización de un proyecto, debido a que sobrepasan la capacidad financiera del Gobierno Federal, Estatal o Municipal, por lo que es necesario cuidar que las inversiones iniciales sean lo más bajas posibles, sin descuidar la función original del proyecto. Por otra parte los gastos debidos a la conservación deben planearse adecuadamente para evitar el impacto en sus erogaciones y deterioro del proyecto.

### • Desvíos del tránsito durante la obra

Este aspecto en muchos de los casos no es muy tomado en cuenta, por las personas o instituciones encargadas de la construcción de los proyectos viales, debido a que se considera un mal necesario para la realización de un proyecto. Sin embargo es necesario tomar en cuenta este parámetro debido a los daños que pudieran generarse de no tomarse las previsiones necesarias para agilizar el tránsito durante la etapa de construcción, en perjuicio tanto del público usuario como de las condiciones ambientales provocadas por los congestionamientos viales, la reducción en la velocidad de operación y los recorridos adicionales que al tratarse de vialidades que manejan grandes volúmenes de tránsito implican deterioro en las condiciones de vida de la población en general.

### a) Consideraciones para la evaluación técnica del proyecto

La evaluación técnica de las diferentes alternativas de solución que pueden aplicarse en la solución de un problema, pueden presentar muchas variantes que por lo complejo del proyecto es difícil valorar la diferencia entre los beneficios y desventajas que cada alternativa presenta, dado que un aspecto específico del proyecto puede aportar diferentes grados de beneficio que dependiendo del número de parámetros a considerar y del número de alternativas de solución, pudiera resultar problemática la selección de la alternativa óptima, por esta razón y para tener un parámetro de comparación entre cada alternativa se asignó un valor específico que valúe el peso de cada parámetro a considerar. Por ello se presentan los principales parámetros considerados en la evaluación técnica y la calificación que tienen en la evaluación final del proyecto

TABLA 5.13 CALIFICACIONES PONDERADA DE LOS PARÁMETROS DE EVALUACIÓN TÉCNICA DEL PROYECTO

PARÁMETRO DE EVALUACIÓN	CALIFICACIONES PONDERADA
Adaptabilidad	5.00
Accesibilidad	5.00
Capacidad	20.00
Características de Diseño	5.00
Características Operacionales	7.50
Etapas de Desarrollo	7.50
Costos de Operación	20.00
Inversión y Costos de Conservación	25.00
Manejo del tránsito durante la obra	5.00
<b>CALIFICACION PONDERADA</b>	<b>100.00</b>

### b) Análisis comparativo entre alternativas de solución.

- Adaptabilidad.** Considerando que las tres alternativas de solución plantean la construcción de pasos elevados para librar las intersecciones semaforizadas de la Av. Centenario con el Anillo Periférico y la Av. Altavilla en la solución puentes vehiculares, se estima que las soluciones planteadas se adaptan completamente a la zona en estudio por lo que la calificación máxima que este parámetro puede tener es de 5.00 puntos, que en este caso es aplicable a cada alternativa de solución
- Accesibilidad.** En este aspecto se valúa la posibilidad de realizar el proyecto dentro de los límites de construcción actuales considerando las afectaciones y daños que para la comunidad pudiera presentar la implementación del proyecto. En la alternativa No. 1 la gaza de vuelta izquierda de Av. Centenario sentido (Norte-Sur) con dirección al oriente requiere la afectación del mercado semi-fijo de herramienta de la Col. San Felipe, que si bien no está construido el predio donde se instala el mercado la construcción de la gaza afectará el comercio local generando su reubicación y por ende un costo social. Por esta razón se le asigna un valor de 3.00 puntos, la alternativa No. 2 que no requiere afectaciones, de este tipo se le asigna el valor máximo de 5.00 puntos y la alternativa No. 3 que por tener tres carriles por sentido requerirá una mayor sección transversal generando una posible reubicación de las vías del ferrocarril. Por lo que la calificación de este parámetro en la alternativa No. 3 es de 4.00 puntos.
- Capacidad.** Al analizar la vida útil de las tres alternativas de solución se obtuvieron los niveles de servicio a los cuales estarán operando, de acuerdo a los diferentes años que componen el horizonte de proyecto, teniendo en cuenta que la alternativa No. 1 funcionará a nivel de servicio "D" durante los tres primeros años alcanzando su capacidad al cuarto año de operación por esta razón se le asigna una valoración en puntos de 4.00. La alternativa No. 2 presenta también una vida útil reducida operando a nivel de servicio "C" durante el primer año, para los siguientes cuatro años operará a nivel de servicio "D" y alcanzará su capacidad a los 6 años por lo que su calificación en puntos es de 6.00 unidades. La alternativa No. 3 operará a nivel de servicio "B" el primer año y los siguientes 12 años operará a nivel de servicio "C" y del año 14 al 15 funcionará en nivel "D" para alcanzar su capacidad máxima al año 15 por lo que su calificación se estima en 20.00 puntos.

• **Características del diseño** Se considera que las características de diseño son adecuadas para las condiciones de alineamiento, perfil, sección transversal, visibilidad y sobre elevación para las tres alternativas de solución, sin embargo la alternativa No. 1 presenta un radio de giro reducido en la gaza de vuelta izquierda que se dirige al Oriente reduciendo la velocidad de operación en este enlace por lo que se considera una valuación de 4.00 puntos y de 5.00 para las alternativas 2 y 3 por no presentar estos problemas

• **Características operacionales** En este parametro se valua la operacion de los flujos de tránsito y se considera la solución integral para los diferentes movimientos direccionales que el entronque genera. En la alternativa No. 1 no se resuelve el movimiento direccional de vuelta izquierda de Av. Centenario (sentido Sur- Norte) por lo que su valuación es de 4.00 puntos. La alternativa No. 2 si resuelve todos los movimientos direccionales de vuelta Izquierda de Av. Centenario en sus dos sentidos de circulación pero genera maniobras de trenzado para desarrollar las vueltas izquierdas continuas propiciando la implementación de un sentido ingles en la zona de puente, para integrarlo nuevamente pasado el anillo Periférico, por lo que su calificación es de 5.00 punto. La alternativa No. 3 presenta las mismas condiciones operativas de la alternativa No. 2 pero al tener mayor sección transversal permite que las maniobras de entre cruzamiento y divergencia se realicen mas libremente por lo que su calificación es de 7.00 puntos

• **Etapas de Desarrollo** Las etapas de desarrollo del proyecto solo son aplicables a las gasas de vuelta izquierda que el proyecto genere, para su posterior implementación. La alternativa No. 1 pudiera implementarse en etapas para una sola obteniéndose la calificación de 4.00 puntos tanto la alternativa 2 y 3 presentan dos gasas que pudieran implementarse en etapas por lo que su calificación es de 6.00 puntos.

• **Costos de Operación** Se refiere a los costos que representa la operación del proyecto durante la vida útil del mismo. En la alternativa No. 1 por tener una vida útil de solo tres años la calidad de los flujos en su operación se ve restringida por la capacidad generando velocidades de operación bajas que inciden en un mayor consumo de combustibles y tiempos de recorrido, además de los recorridos adicionales que el usuario tendría que realizar por no contar con todas las gasas de vueltas izquierda en el entronque su calificación en puntos es de 6.00 unidades. La Alternativa No. 2 tiene condicionantes similares debidas a los parametros de capacidad y nivel de servicio a los cuales opera pero presenta una vida útil de 5 años alcanzando una calificación de 10 unidades. La alternativa No. 3 presenta un adecuado nivel de servicio durante la vida útil del proyecto no generando demoras por lo que los niveles de confort y bienestar se consideran adecuados para la población obteniendo una calificación de 20 puntos.

• **Inversión y Costos de conservación** La alternativa No. 1 con un costo de \$ 31,072,000.00 es la que mejores costos de conservación y construcción presenta por lo que se le asigna una calificación de 20 puntos. La alternativa No. 2 tiene un costo de \$ 34,212,000.00 un poco mayor que la alternativa No. 1 por lo que obtiene una puntuación de 17.00 puntos. La alternativa No. 3 es la que mayores costos presenta con una inversión de \$ 46,692,000.00 obteniendo una calificación de 15.00 puntos.

• **Manejo de tránsito durante la obra** No hay diferencia significativa entre las alternativas de solución 1, 2 y 3 respecto al parámetro manejo de tránsito dado que pueden implementarse desvíos regionales y bandeos de tránsito durante su construcción por lo que cada alternativa de solución presenta la calificación de 5 puntos

En la tabla siguiente se presenta de forma resumida las calificaciones ponderadas que obtuvieron cada alternativa de solución

TABLA 5. 14 EVALUACION PONDERADA DE LAS ALTERNATIVAS DE SOLUCION

PARAMETRO DE EVALUACION	VALOR PONDERADO	Alternativa No 1 S I T R A V I	Alternativa No 2 D G O P (2 carriles)	Alternativa No 3 D G O P (3 carriles)
Adaptabilidad	5 00	5 00	5 00	5 00
Accesibilidad	5 00	3 00	5 00	4 00
Capacidad	20 00	4 00	6 00	18 00
Características de diseño	5 00	4 00	5 00	5 00
Características operacionales	7 50	4 00	5 00	7 00
Etapas de desarrollo	7 50	4 00	6 00	6 00
Costos de operación	20 00	6 00	10 00	20 00
Inversión y costos de conservación	25 00	2 00	17 00	15 00
Manejo del tránsito durante la obra	5 00	5 00	5 00	5 00
CALIFICACION PONDERADA OBTENIDA	100 00	55 00	64 00	85 00

### EVALUACION ECONOMICA

Para realizar la evaluación económica de las diferentes alternativas de solución del proyecto se utilizó la hoja de cálculo que la Secretaría de Desarrollo (SEDESOL) ha desarrollado para evaluación de proyectos de inversión vial, en donde analizan parámetros de costos de inversión, tasa de crecimiento, modelación de los horarios de tránsito, tasas de crecimiento vehicular, tránsito promedio diario anual para horarios pico y horarios valle, composición del tránsito, vida útil del proyecto etc. que al aplicar indicadores económicos como la relación beneficio/costo (B/C) valor actual neto (VAN), tasa interna de retorno (TIR), e índice de rentabilidad inmediata (TIRI). Indican la rentabilidad del proyecto, además de hacer un análisis de sensibilidad en la estimación de los costos, beneficios y tasa de crecimiento nula que validan la viabilidad del proyecto. A continuación se presentan las corridas financieras de las tres alternativas de solución y en la tabla 5.15 se presenta en forma resumida los resultados de los indicadores antes mencionados.

TABLA 5. 15 RESULTADOS DE LOS INDICES DE EVALUACION ECONOMICA

RESULTADOS DE LA EVALUACION INDICES DE RENTABILIDAD	Razon Beneficio-Costo B/C	Valor Actual Neto VAN Miles de U \$	Tasa Interna de Retorno TIR (%)	TIR M Modificada (%)	TIR I Rentabilidad Inmediata (%)
Alternativa No 1	7.04	20699.88	95.01	27.56	73.68
Alternativa No 2	8.71	29126.78	117.55	29.39	91.99
Alternativa No 3	6.39	27786.93	86.73	26.74	67.05

### MECANICA DE SUELOS Y RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACION

La Dirección General de Obras Públicas del Gobierno del Distrito Federal, encomendó a GEOSOL, S. A. de C. V., la ejecución de un estudio de Mecánica Suelos para el proyecto de la cimentación de un puente vehicular, el proyecto se ubica en la intersección del Periférico (Arco Norte) con la Av. Centenario. Aún cuando no está definida la estructura del puente, se ha planteado inicialmente que se desarrollara sobre la Av. Centenario, con una longitud del orden de 500 m. salvando el Periférico con seis carriles centrales y cuatro laterales; además del cauce del Río de los Remedios al centro del citado Periférico. Es importante, así mismo mencionar que la altura de la estructura deberá permitir el paso de los vehículos de transporte de carga, incluyendo quizás los espacios que requieran las líneas aéreas que necesitan los sistemas de transporte eléctrico; la altura del galíbo deberá tomar en cuenta la magnitud de los hundimientos que sufra la estructura en el transcurso del tiempo por efecto de las cargas impuestas por ella a un suelo particularmente compresible.



Con relación a las condiciones geotécnicas en el sitio del proyecto puede decirse que corresponden a la Zona del Lago, caracterizada por la presencia de importantes formaciones de arcillas de baja resistencia al esfuerzo cortante y alta compresibilidad. Localmente el sitio presenta varios aspectos que es necesario comentar, debe mencionarse que además de las instalaciones urbanas subterráneas y aéreas convencionales existen líneas de ductos de PEMEX, paralelas a la Av. Centenario y al Periférico según lo indican los señalamientos restrictivos. Otro aspecto importante es la presencia de la antigua vía del ferrocarril Veracruz que se desarrolla al poniente de la Av. Centenario, en un terraplén del orden de 2 m. de altura con respecto a las vialidades circundantes, esta vía actualmente se encuentra fuera de operación sin embargo, al urbanizarse la zona fue necesario cruzar el río de los Remedios con nuevas vialidades; decidiéndose elevar el nivel de la rasante de la Av. Centenario hasta el correspondiente a la vía férrea temiéndose que construir un terraplén para alojar dicha avenida, generándose rampas para acceder a las vialidades transversales e inclusive muros de contención de concreto.

El Río de los Remedios corre a cielo abierto actualmente por el carril norte del Periférico encauzado por bordos de tierra. El proyecto de esta vialidad contempla la construcción de los carriles de alta y baja velocidad con dirección oriente-poniente paralelamente a la margen izquierda del río, confinándose este al centro de la vialidad.

### TRABAJOS DE CAMPO EN LA ZONA DEL PROYECTO.

Como parte del proyecto del Puente Centenario se solicitó a Colmas de Buen, S. A. de C.V., realizar pozos a cielo abierto para localizar las líneas de conducción de hidrocarburos de PEMEX Refinación, Mexigas y Diganamex; la ubicación de estos ductos será tomada en cuenta en el proyecto y durante el proceso constructivo del puente. Se planteó la realización de seis calas cuya posición se definió considerando el trazo del proyecto y los señalamientos de PEMEX que indican el área por donde existen tuberías, ver figura 5.15.

• **CALA No. 1** Se localiza a 20 m al poniente de la vía del ferrocarril Mexico-Veracruz, al costado norte de la margen del río de los Remedios, se encontraron siete tuberías de acero, de 4, 18, 14, 24, 12, 8 y 10 pulgadas de diámetro a profundidades comprendidas entre 1.45 y 2.70 m. (ver figura 5.16). Según información proporcionada por PEMEX Refinación se debieron encontrar ocho tuberías de acero negro con diámetros de 4, 18, 24, 14, 12, 8, 8 y 10 pulgadas, solo se encontraron siete, faltando un ducto de 8" de diámetro, que debía estar entre las tuberías de 12 y 10".

• **CALA No. 2** Esta cala se ubico sobre Av. de los Remedios casi esquina con la calle Lago Yuriria, se realizó en dos etapas una primera excavación a 3.00 m de profundidad de 80 x 140 cm, en la cual no se localizó ningún ducto; la segunda excavación se realizó un poco más al norte y en ella se encontraron cinco ductos cuyos diámetros son 24, 12, 8, 8 y 10" todos de acero negro y a profundidades comprendidas entre 1.40 y 1.90 m. (ver figura 5.16).

• **CALA No. 3** Se llevó a cabo en el camellón central del Periférico al poniente de Av. Centenario y a la altura de la calle Margarita, se localizaron dos ductos de acero negro, uno de 24" a 2.30 m de profundidad y el otro de 12" a 1.80 m de profundidad, considerando el desnivel existente en la superficie del camellón mismo que fue tomado como referencia para la ubicación de los ductos, ambos tubos están a la misma elevación respecto a un plano horizontal (ver figura 5.17).

• **CALA No. 4** Con el fin de confirmar la posición de los dos ductos localizados en la cala No. 3, se realizó esta cala sobre el mismo camellón del Periférico a la altura de la calle Las Flores, al oriente de la calle Margarita; en esta se localizaron nuevamente los ductos de 24 y 12" en este caso si hay una notoria diferencia en la profundidad a la que se localizaron dichos ductos; la tubería de 24" a lo largo de su trayectoria emerge hasta 50 cm por debajo del nivel de terreno natural, la de 12" de diámetro se localizó a 1.80 m. respecto al mismo plano de comparación (ver figura 5.17).

• **CALA No. 5** Se llevó a cabo en el camellón central de la Av. Centenario, al sur del Periférico y a la altura de la calle Madreselva, en esta cala se encontró un ducto de gas de 6" de diámetro a 1.05 m. de profundidad (ver figura 5.17).

• **CALA No. 6** Esta excavación se llevó a cabo en el camellón central de Av. Centenario, al norte del Periférico a la altura de la Calle de Altavilla, en esta cala se localizó un ducto de 10" de diámetro a 90 cm. por debajo del nivel de banquetta del camellón (ver figura 5.18).

# PUENTE CENTENARIO

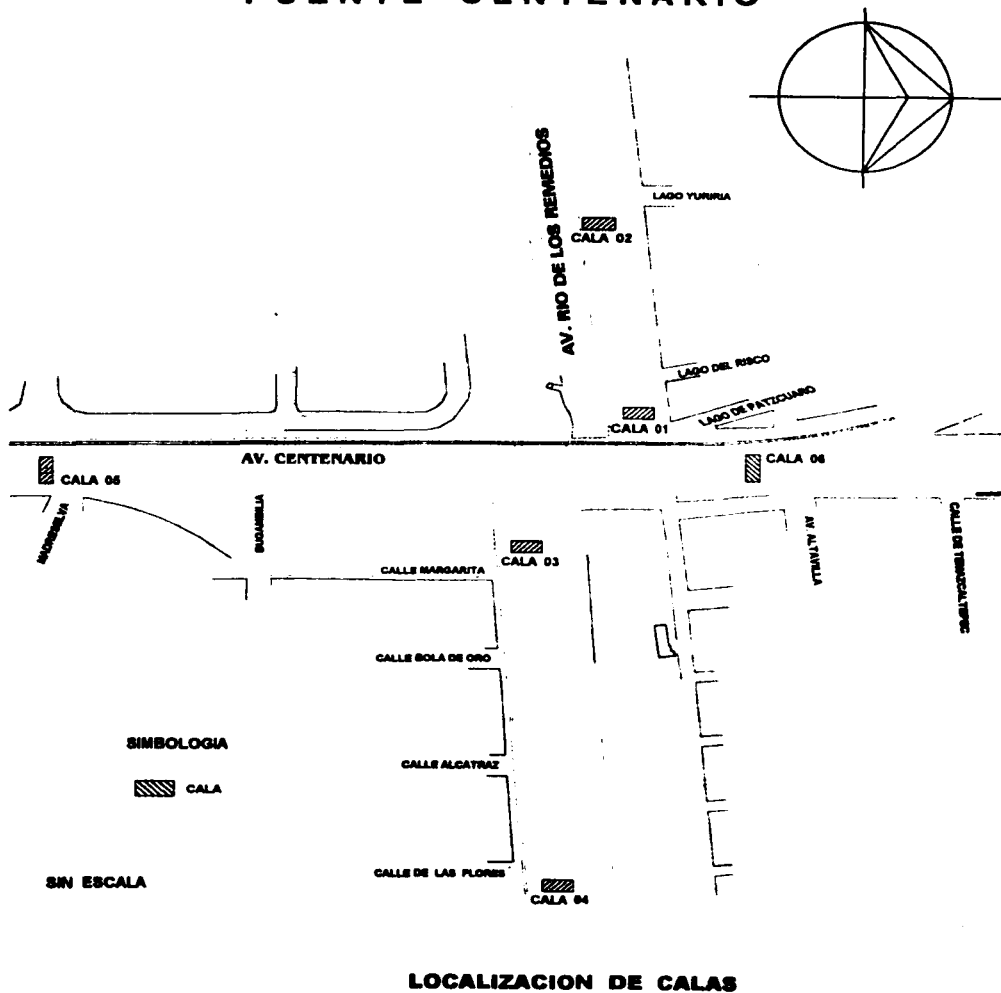
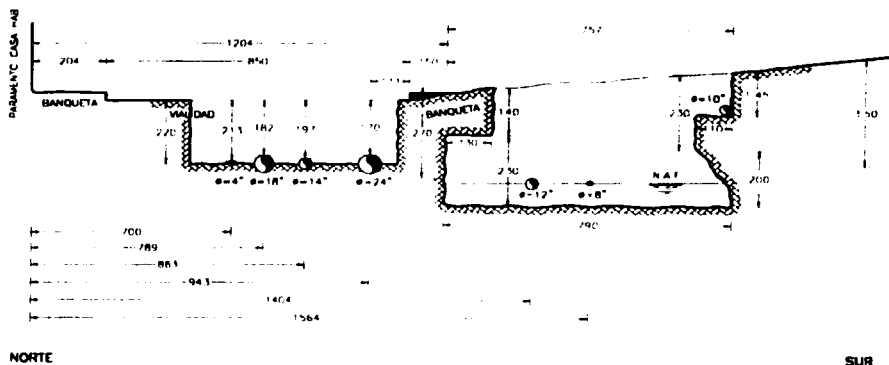
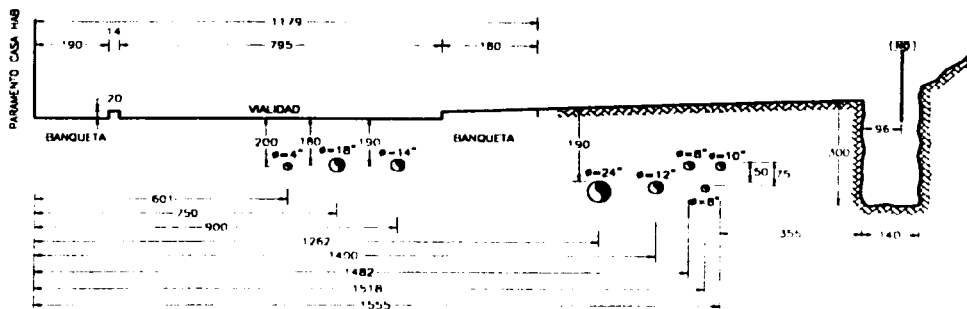


Fig. 5.15 PLANTA GENERAL DE CALAS PARA EL PROYECTO



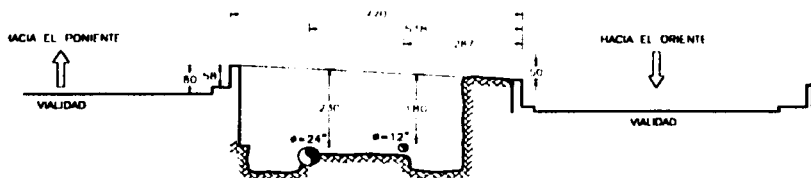
**CALA 01**  
EN AV. RIO DE LOS REMEDIOS CASI ESQUINA AV. CENTENARIO



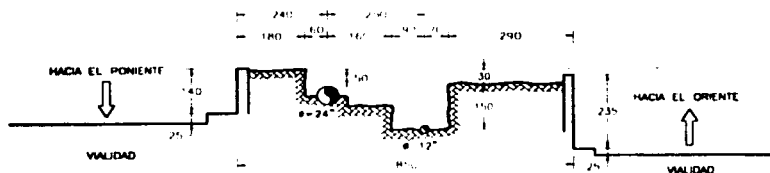
**CALA 02**  
EN AV. RIO DE LOS REMEDIOS CASI ESQUINA LAGO YURIRIA

SIN ESCALA  
ACOT EN cm.

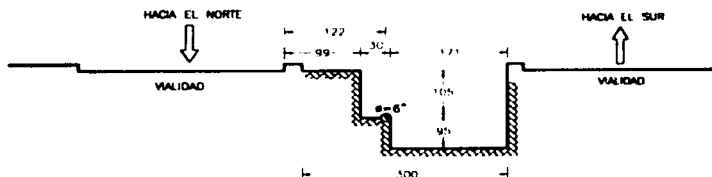
Fig. 5.16 DETALLES DE LAS CALAS No. 1 Y 2



**CALA 03**  
EN AV. RIO DE LOS REMEDIOS CASI ESQUINA CALLE MARGARITAS



**CALA 04**  
EN AV. RIO DE LOS REMEDIOS A LA ALTURA DE CALLE DE LAS FLORES



**CALA 05**  
AV. CENTENARIO A LA ALTURA DE LA CALLE MADRE SELVA

Fig. 5.17 DETALLES DE LAS CALAS No. 3, 4 Y 5

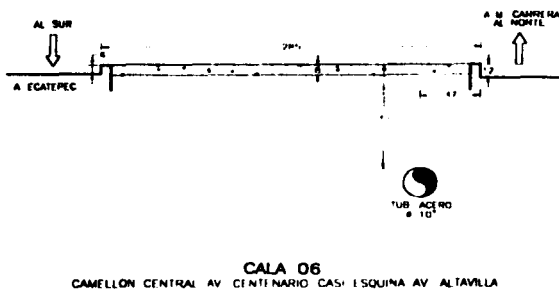


Fig. 5. 18 DETALLES DE LA CALA No. 6

### ESTUDIOS EFECTUADOS EN CAMPO Y LABORATORIO.

Para determinar las características y propiedades del subsuelo, se llevó a cabo un programa de exploración, muestreo e investigación del estado de presiones del agua del subsuelo fijado por la Dirección, que consistió en la ejecución de 4 sondeos con una longitud total de perforación de 80 m, así como en la instalación de una estación piezométrica, consistente en un pozo de observación y dos piezómetros abiertos. Posteriormente después de conocer los resultados de los primeros sondeos, se autorizó la ampliación de la exploración hasta una longitud total de perforación de 140 m, aproximadamente. La justificación de este incremento se basa en que para el tipo de estructura en estudio, es indispensable conocer la profundidad de la primera capa dura (PCD), las características de compresibilidad de los materiales de la parte inferior de la formación arcillosa superior (IAS) y las posiciones y resistencias de los estratos arenosos, que pudieran influir en el hincado y comportamiento de pilotes.

La posición de los sondeos se presenta en el plano No. 1 correspondiente a la fig. 5. 19, en el cual se trató de cubrir la probable longitud de la estructura, así como evitar la interferencia con el tránsito y las instalaciones existentes. Los sondeos se realizaron principalmente por un procedimiento de penetración estándar, efectuándose la prueba del mismo nombre, (SPT) y obteniendo muestras alteradas de los materiales del subsuelo. Por otro lado, se obtuvieron muestras inalteradas según un programa selectivo, hincando a presión tubos metálicos tipo Shelby de 10 cm de diámetro.

En la tabla 5.16 se presentan las principales características de los sondeos realizados.

TABLA 5. 16 CARACTERÍSTICAS DE LOS SONDEOS

SONDEO	PROFUNDIDAD ( m )	PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO ( m )
S-1	35.00	4.10
S-2	39.80	4.10
S-3	34.20	3.30
S-4	34.20	2.60

Las muestras obtenidas fueron sometidas en el laboratorio a un proceso de identificación y clasificación, mediante procedimientos visuales y manuales, realizándose a continuación la determinación del contenido natural de agua y sus propiedades índice, como límites de plasticidad y granulometría; en muestras inalteradas seleccionadas se efectuaron ensayos de consolidación unidimensional y de resistencia al esfuerzo cortante, pruebas de tipo (UU) no consolidada no drenada, así como ensayos con torcómetro.

La estación piezométrica se ubicó cercana al sondeo S-3, consistente en un pozo de observación cuya punta se situó a 6.2 m de profundidad y de los piezómetros P-1 a 31.6 m. y P-2 a 19.60 m. de profundidad con respecto al nivel del terreno natural.

Finalmente debe mencionarse que se llevó a cabo un levantamiento topográfico consistente en la referenciación de los sondeos efectuados, una planta esquemática y secciones transversales en los sitios en que se ejecutaron los sondeos.

### **ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES.**

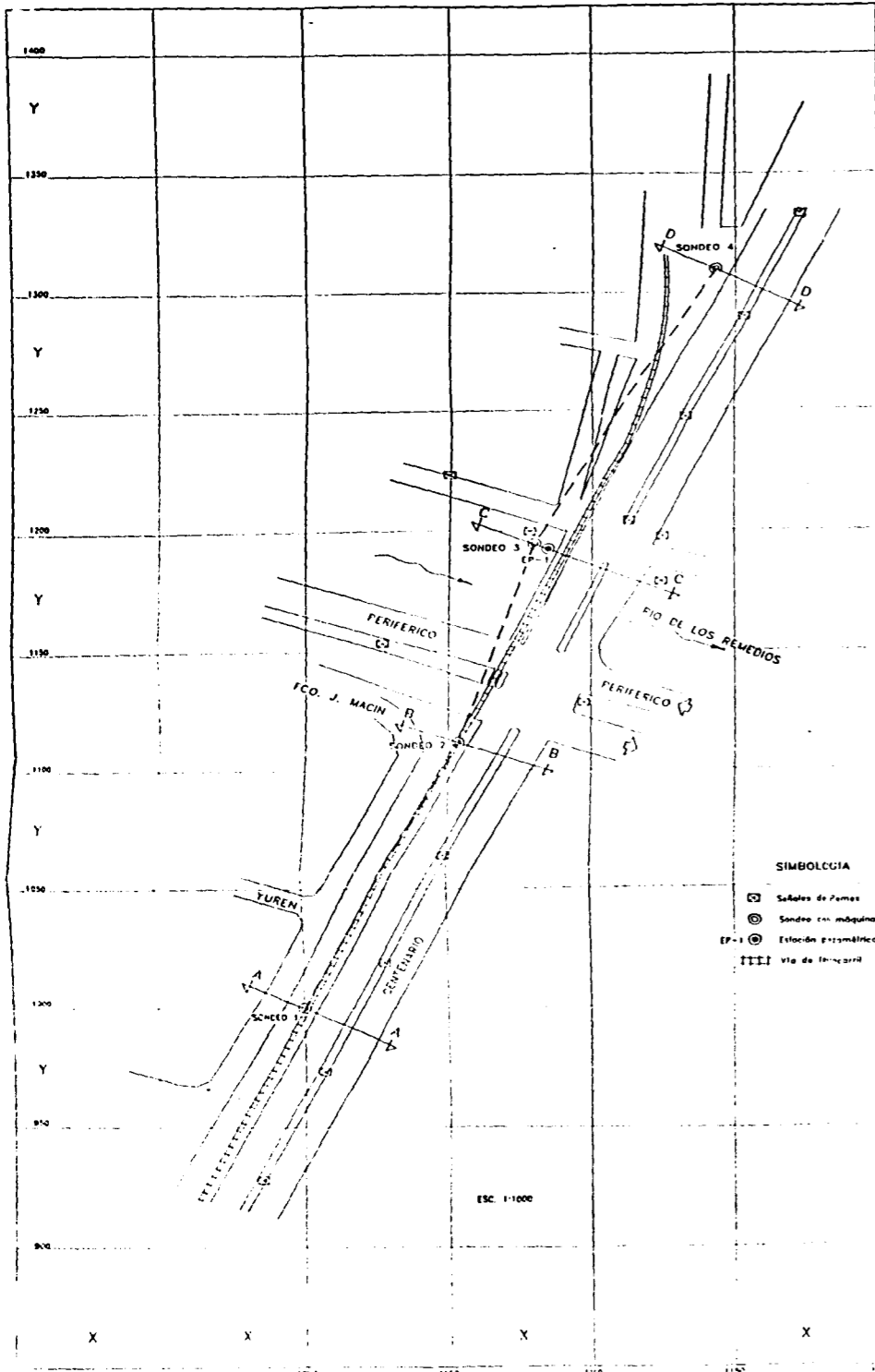
Reuniendo la información obtenida en las etapas anteriores, es posible configurar la estratigrafía del subsuelo a lo largo de la Av. Centenario, tal como aparece en el plano No. 2 correspondiente a la fig. 5.20, donde se muestra la posición de los sondeos en perfil obtenida de las columnas estratigráficas respectivas de cada sondeo, que se presentan en las figs. 5.21 a la 5.24; en estas columnas se representan los estratos detectados, la variación con la profundidad de la humedad natural y del número de golpes en la (SPI), así como los valores de límites de plasticidad, granulometría, presión de preconsolidación, etc.

Por lo que respecta a la estratigrafía del subsuelo en el sitio, puede decirse que muestra condiciones de similitud en los cuatro sondeos ejecutados detectándose los siguientes estratos principales:

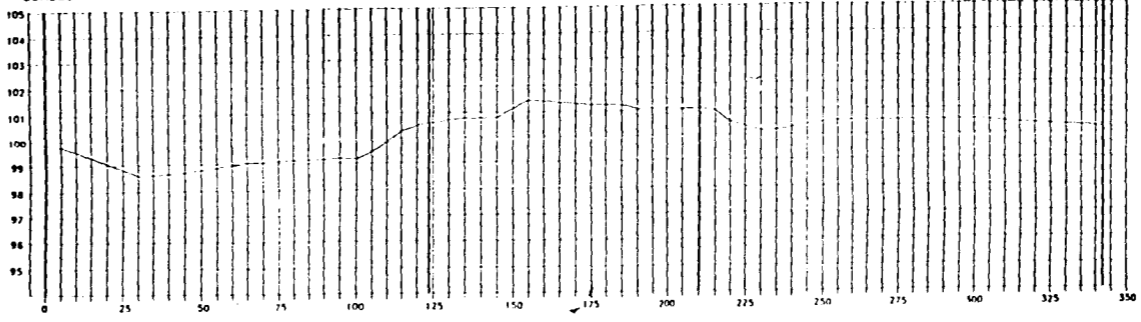
Superficialmente se detectan rellenos artificiales correspondientes al terraplén de la vía férrea o al efectuado para configurar las vialidades actuales, estos rellenos tienen espesores de 4.8, 5.6, 3.8 y 5.0 m, respectivamente estando constituido por materiales heterogéneos incluyendo tezontle, caseajo, basura, etc. cuyo acomodo es muy irregular pues en la (SPI) se detectaron desde 5 a más de 50 golpes; la altura de los terraplenes como se observa en la fig. 5.19, es de aproximadamente 2 m. con respecto al nivel de las vialidades circundantes lo que significa que a través del tiempo dicho terraplén se ha incrustado en el terreno natural unos 2 a 3 m.

A continuación se detectó el manto superficial (MS), constituido por materiales arcillosos de alta compresibilidad, de consistencia blanda a muy blanda y contenidos de agua de 30 a 80 %.

Posteriormente se identificó la formación arcillosa superior (FAS), que termina a una profundidad de 28 a 29 m. con respecto al nivel del terreno natural, esta constituida por las arcillas típicas del Valle de México de origen volcánico, formadas en ambiente lacustre de alta compresibilidad y consistencia blanda; el contenido natural de agua es elevado alcanzando valores de 200 a 400% en los 10 m. superiores y de 150 a 300 % en el resto del espesor, el límite líquido en la parte superior varía entre 225 y 550 % y entre 175 a 350 % en el resto del estrato explorado.



SONDEO 1 ELEV. = 99.85      SONDEO 2 ELEV. = 100.62      SONDEO 3 ELEV. = 101.06      SONDEO 4 ELEV. = 100.23



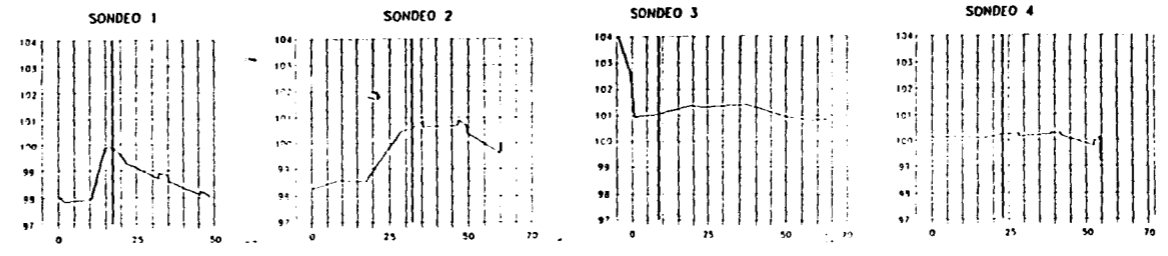
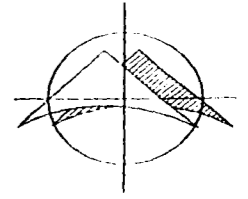
PERFIL LONGITUDINAL SONDEOS 1, 2, 3 Y 4

ESC. HOR. 1:1000  
VER. 1:100

BANCO DE NIVEL - UBICADO SOBRE RIEL DEL F.F.C.C. EN SONDEO 1  
ELEVACION=100.00

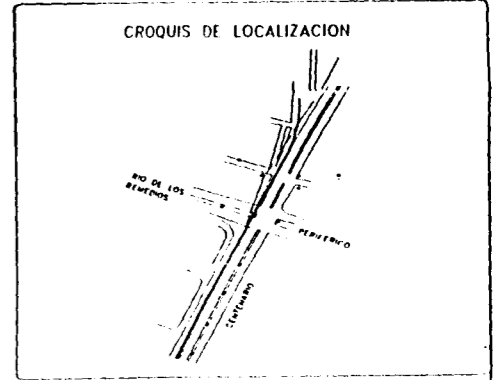
SONDEOS PERIFERICO Y CENTENARIO  
CUADRO DE CONSTRUCCION

SONDEO	1	2	3	4
ELEVACION	99.85	100.62	101.06	100.23
COORDENADAS				
X	1044.00	1111.53	1194.83	1201.06
Y	1033.50	1111.53	1194.83	1201.06
Z	1079.73	1194.83	1201.06	1201.06
W	1143.04	1309.74	1309.74	1309.74



A PERFIL TRANSVERSAL SONDEO 1    B PERFIL TRANSVERSAL SONDEO 2    C PERFIL TRANSVERSAL SONDEO 3    D PERFIL TRANSVERSAL SONDEO 4

PERFILES TRANSVERSALES  
ESC. HOR. 1:1000  
VER. 1:100



**PUENTE ARCO NORTE DE PERIFERICO Y AV. CENTENARIO**  
DELEGACION GUSTAVO A. MADERO, D.F.

CONVENIO  
UBICACION DE SONDEOS, PLANTA GENERAL  
PERFIL Y SECCIONES TOPOGRAFICAS

PROYECTO  
ING. CARLOS GONZALEZ

ELABORADO  
ING. CARLOS GONZALEZ  
ING. RAFAEL VELAZQUEZ  
ING. RAFAEL VELAZQUEZ  
ING. RAFAEL VELAZQUEZ  
ING. RAFAEL VELAZQUEZ  
ING. RAFAEL VELAZQUEZ

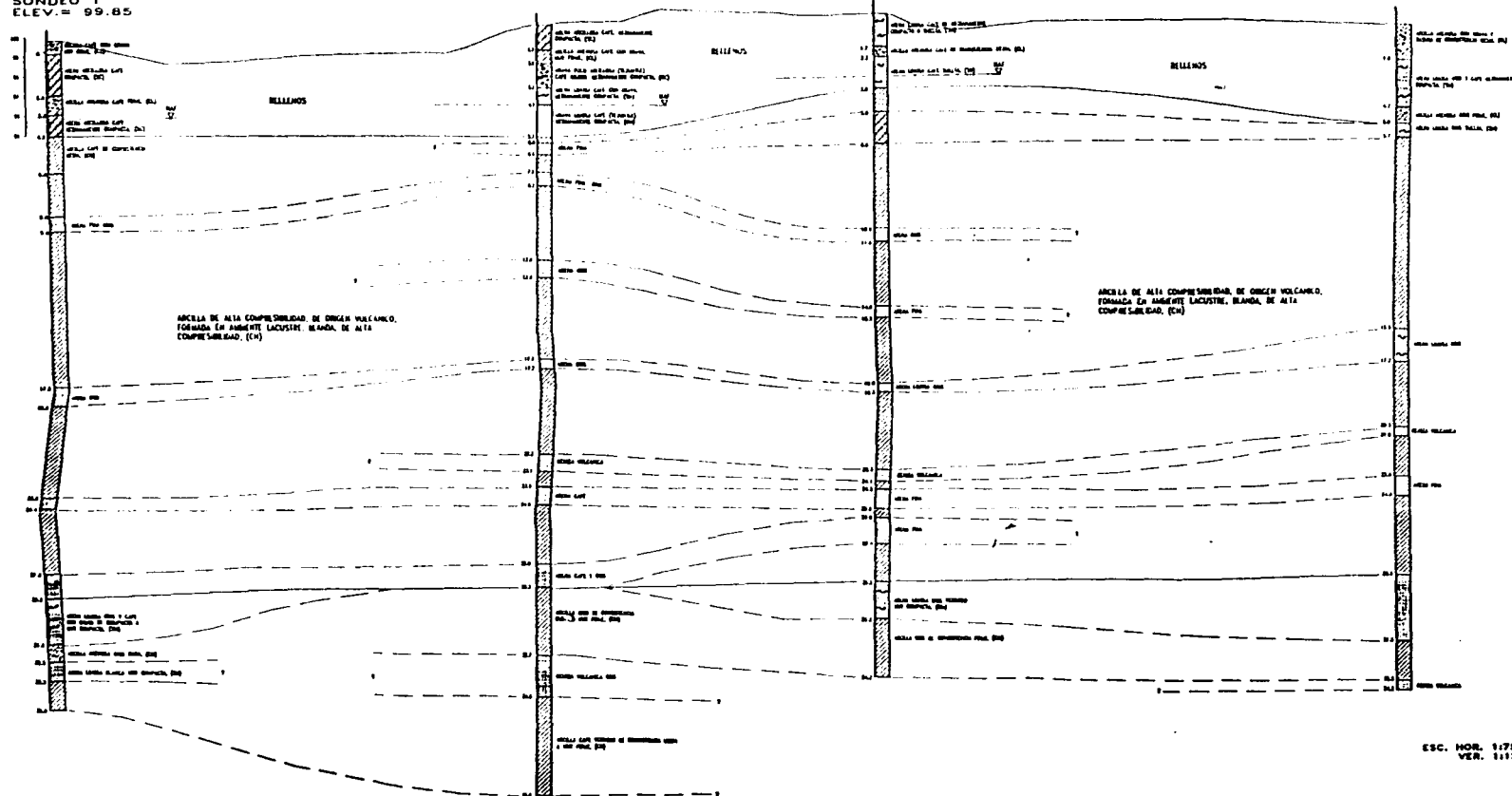
FECHA: 1945  
NO. 1

SONDEO 1  
ELEV. = 99.85

SONDEO 2  
ELEV. = 100.62

SONDEO 3  
ELEV. = 101.06

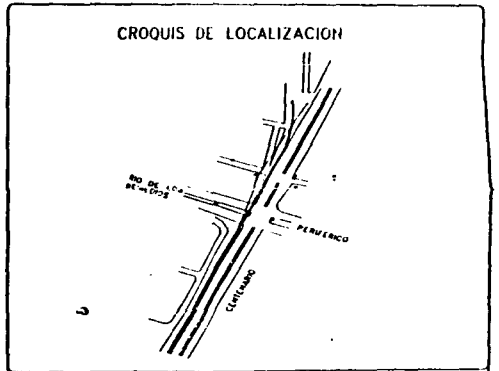
SONDEO 4  
ELEV. = 100.23



ESC. HOR. 1:750  
VER. 1:125

OBSERVACIONES

SONDEOS PERIFERICO Y CENTENARIO			
CUADRO DE CONSTRUCCION			
SONDEO	COCIENTAS		
	1	2	3
I	1000 000	1000 000	88 83
II	1053 50	1111 53	100 82
III	1078 23	1184 83	101 06
IV	1143 04	1309 74	100 23



PUENTE ARCO NORTE DE PERIFERICO Y AV. CENTENARIO  
DELEGACION GUSTAVO A. MADERO, D.F.

<p>CONTENIDO</p> <p>PERFIL ESTRATIGRAFICO</p>	<p>PROYECTO</p> <p>GeoSol, S. de C.V.</p>	<p>ELABORADO</p> <p>ING. GUSTAVO SANCHEZ B. P.</p> <p>SUPERVISADO</p> <p>ING. RAFAEL MATEOS C.</p> <p>COORDINADO</p> <p>ING. MANUEL ZARATE A.</p> <p>APROBADO</p> <p>ING. L. MIGUEL AGUIRRE M.</p> <p>FECHA</p> <p>NOV-1998</p> <p>ESCALA</p> <p>INDICADAS</p> <p>FIGURA</p> <p>2</p>
---	---	---



Por lo que respecta a la resistencia de los materiales de esta formación en la prueba (SPT) en general se registró un golpe para penetrar 30 cm. excepto en los estratos y lentes de arena y ceniza, en los cuales se llegaron a registrar hasta 15 o 20 golpes destacándose los estratos que aparecen a partir de los 15 m. de profundidad, cuya presencia deberá ser tenida en cuenta en el comportamiento de la cimentación piloteada. En pruebas de compresión triaxial tipo (UU), efectuadas en estos materiales se obtuvieron resistencias de 3 a 8 ton/m<sup>2</sup> con tendencia a aumentar con la profundidad; con respecto a la compresibilidad de estos materiales, en las pruebas de consolidación efectuadas se obtuvieron valores del coeficiente  $m_v$  de 0.001 a 0.014 m<sup>3</sup>/ton en los 10 m. superiores y de 0.001 a 0.01 m<sup>3</sup>/ton en la porción restante; con una relación de vacíos de 10 en la parte superior de la formación a 5 en la inferior. La presión de preconsolidación  $P_c$  aumenta con la profundidad de 14 ton/m<sup>2</sup> en los estratos superiores a 25 o más ton/m<sup>2</sup> en los inferiores.

Posteriormente aparece la capa dura (CD), constituida por una sucesión de estratos de materiales arenosos o arcillas de consistencia firme (SM) y (CH), en la prueba (SPT) se registró un número de golpes entre 12 a más de 50 y el contenido de agua varía entre 30 y 60%, esta formación tiene un espesor entre 4 y 5 m. localizada a una profundidad de 33 a 34 m. a partir de esta profundidad apareció la formación arcillosa inferior (FAI), constituida por arcillas de alta compresibilidad de consistencia media a firme (CH), su contenido natural de agua varía entre 130 y 150% y el número de golpes varía entre 3 y 25.

Con relación al estado de presiones del agua subterránea, los piezómetros instalados detectaron la existencia de abatimientos piezométricos como puede observarse en la siguiente tabla:

TABLE 5. 17 ABATIMIENTO PIEZOMÉTRICO

ELEMENTO	PROFUNDIDAD DE LA PUNTA (m)	NIVEL DE AGUA (m)	ABATIMIENTO PIEZOMÉTRICO (cm)
Pozo de observación	6.20	* 3.30	2.90
P-2	19.60	10.90	7.60
P-1	31.60	14.60	11.30

\* Posición del nivel freático

Como se indica la estación piezométrica se instaló junto al sondeo S-3 y las profundidades reportadas están referidas al nivel del terreno natural.

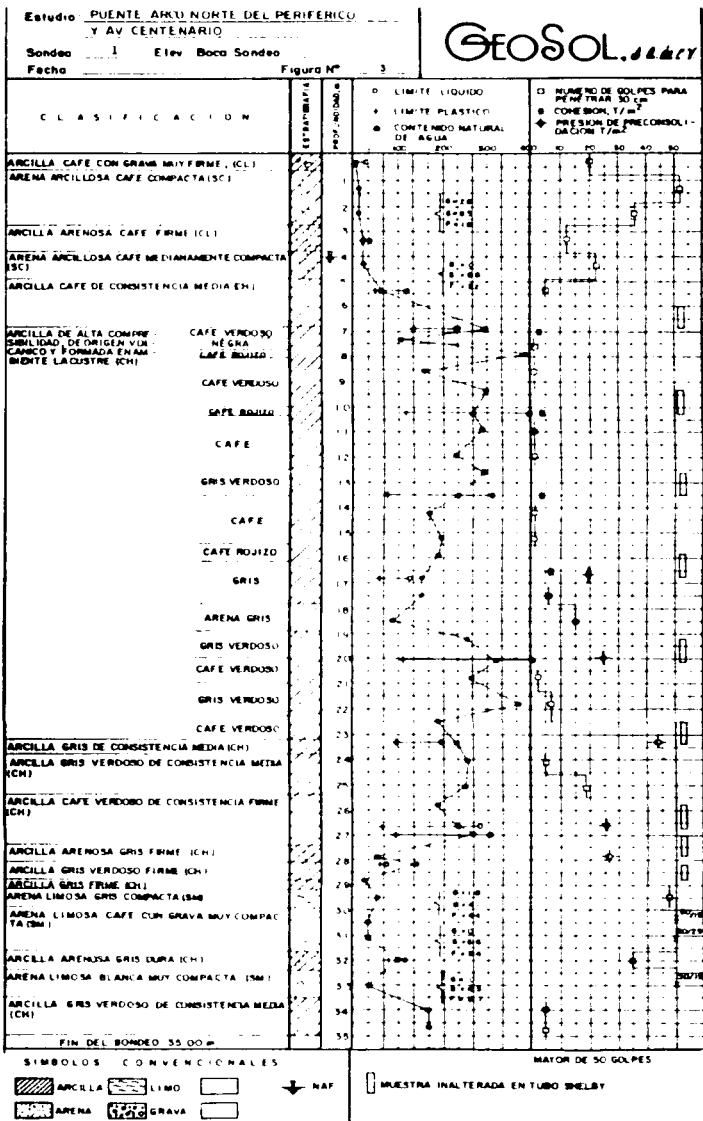


Fig. 5.21

SONDEO S-1

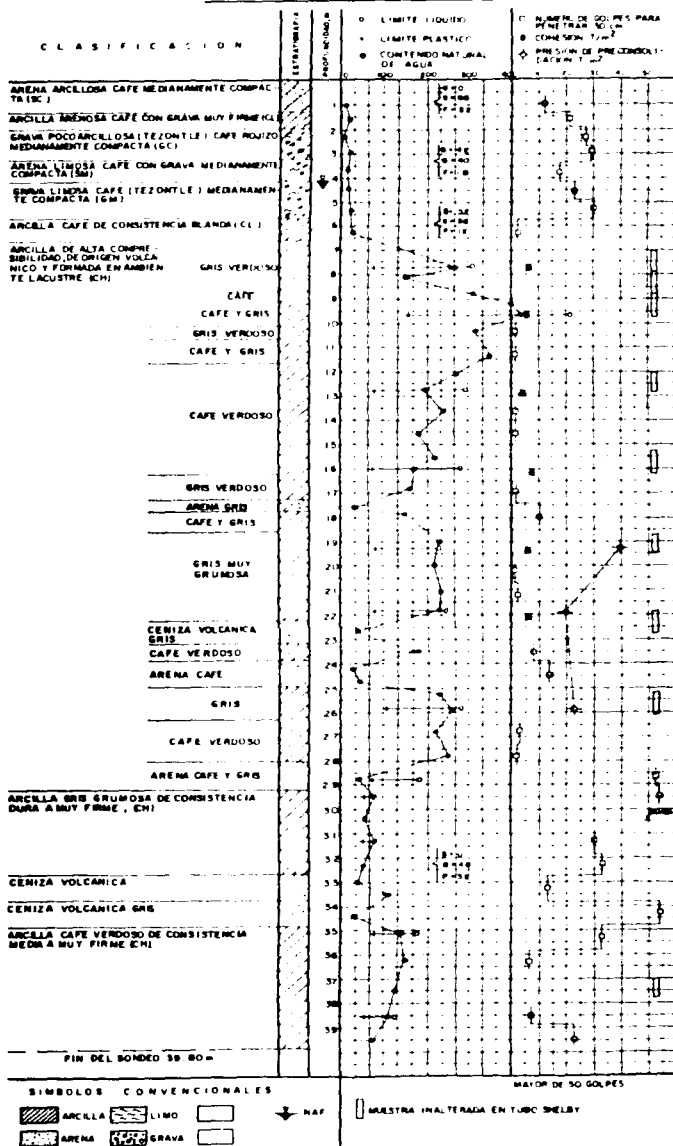


Fig. 5. 22

SONDEO S - 1

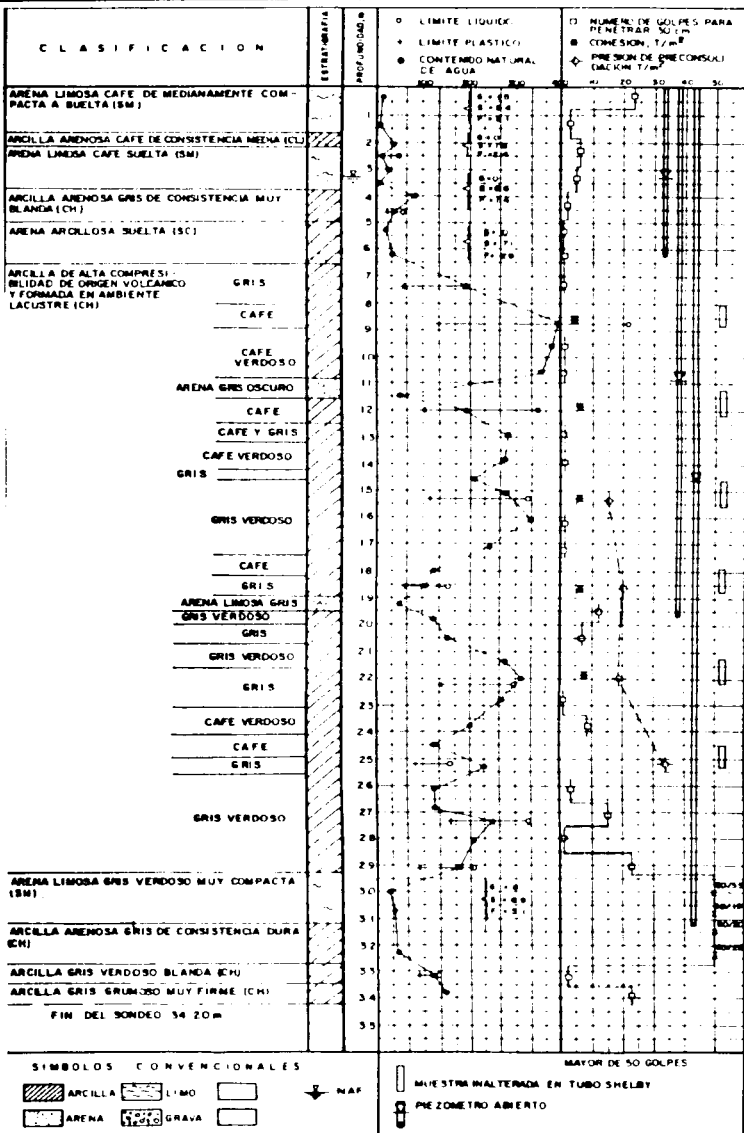


Fig. 5. 23

SONDEO S-3

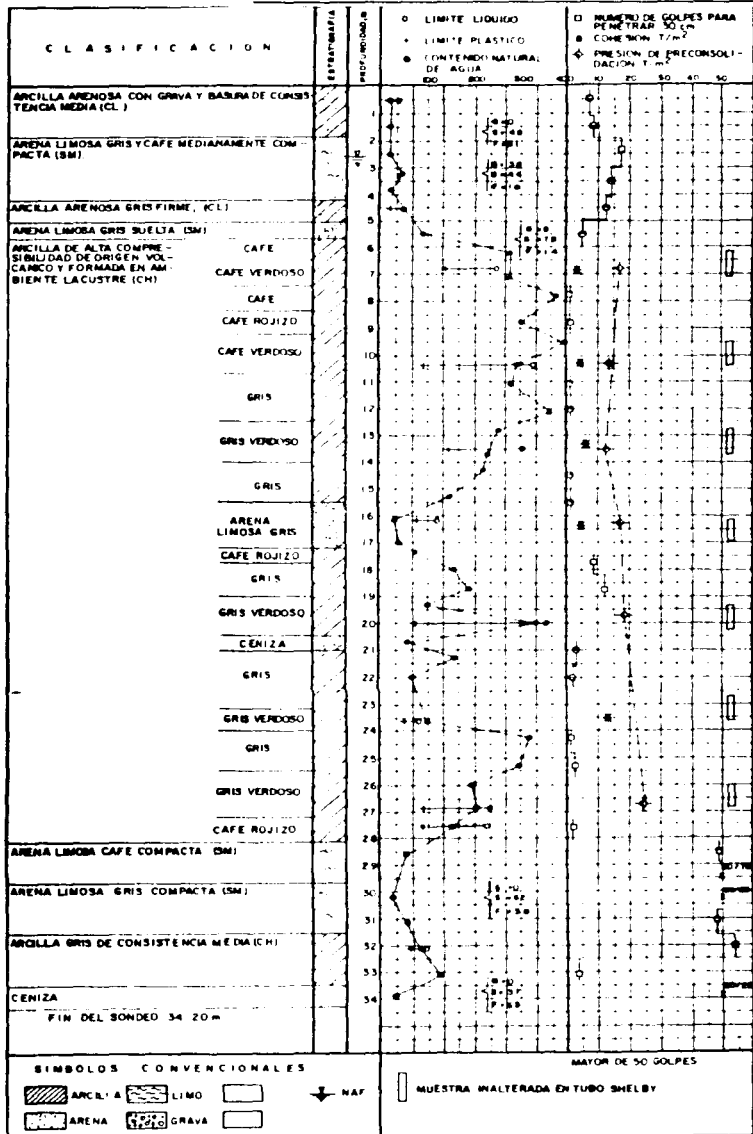


Fig. 5. 24

SONDEO S - 4

## CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

### Tipo de cimentación

Considerando que se trata de una estructura cuyos apoyos transmiten al terreno de cimentación cargas concentradas de gran magnitud, la experiencia obtenida en el diseño de este tipo de puentes en la zona lacustre de la Ciudad, conduce a recurrir a cajones parcialmente compensados con contratraves en ambas direcciones, apoyados sobre pilotes de fricción de longitud tal que entre sus puntas y el manto resistente quede un espacio a manera de colchón para absorber los hundimientos regionales. El procedimiento para el diseño geotécnico de la cimentación, consiste en que una vez conocidas las cargas que actuarán en cada uno de los apoyos se puede proponer un cajón de geometría apropiada, apoyado sobre un conjunto de pilotes que tienen como principal misión la de transmitir buena parte de dichas cargas a los estratos inferiores, para reducir los hundimientos a límites admisibles. Una vez planteada la cimentación de cada apoyo se deberán revisar los estados límite de falla y de servicio según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

**Estados límite de falla** Se deberá satisfacer la siguiente desigualdad.

$$\sum QF_i (R) \dots \dots \dots (1)$$

donde:

$\sum QF_i$  = Suma de las acciones a tomar en cuenta en la condición analizada, afectada de su correspondiente factor de carga.

$R$  = Capacidad de carga del sistema constituido por los pilotes de fricción más la losa de cimentación, que se considerará igual al mayor de los dos valores siguientes:

- a) Capacidad de carga del sistema suelo-cajón despreciando el efecto de los pilotes.
- b) Capacidad de carga suelo-pilotes de fricción, que se consideraría igual a la suma de las capacidades de carga por punta de los pilotes individuales, más las capacidades de adherencia de los pilotes en las condiciones que se considera el propio reglamento (Ref. 1).

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual se calculará como sigue:

$$C_f = A_l f F_R \dots \dots \dots (2)$$

donde:

$F_R$  = factor de resistencia en condiciones estáticas = 0.70

$F_R$  = factor de resistencia en condiciones sísmicas = 0.70 (1-s)/2

$s$  = relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúa sobre el pilote.

$C_f$  = capacidad por adherencia, t.

$A_l$  = área lateral del pilote, m<sup>2</sup>.

$f$  = adherencia lateral media pilote-suelo, t/m<sup>2</sup>.

Para la revisión del estado límite de falla en condiciones sísmicas, se deberá tomar en cuenta según el Reglamento, la acción simultánea en las dos direcciones ortogonales, con intensidad de 100% en la más desfavorable. Además se deberá verificar que la desigualdad (1) se cumpla considerando el área reducida por la excentricidad provocada por el sismo y el número reducido de pilotes correspondiente.

### Estado límite de servicio

Los asentamientos en este tipo de cimentación se calcularán tomando en cuenta la penetración de los pilotes y las deformaciones del suelo de apoyo bajo las cargas actuantes en ellos.

\* **Acciones transmitidas por el cuerpo principal del puente al terreno natural**

ACCIONES	PE.SO. (W ton.)
CARGAS MUERTAS	
W SUPER ESTRUCTURA	864.20
W CIMENTACION	352.20
W REJILLADO	145.00
CARGAS VIVAS	281.40
W DE LOS VEHICULOS	
<b>CARGA TOTAL =</b>	<b>1642.80</b>

Conociendo la distribución de los apoyos del puente, la magnitud de las cargas que **habrán de actuar en cada uno de ellos** se ubican en un intervalo del orden de 1500 ton  $\pm$  30%. Con fines ilustrativos resolveremos un ejemplo partiendo de los siguientes datos:

• *Acciones*

$$\sum Q = 1645 \text{ ton}$$

$$M_x = 2139 \text{ ton-m}$$

$$F_v = 1.4$$

$$F_R = 0.7 \text{ (estático)}$$

$$F_R = 0.5 \text{ (sísmico)}$$

• *Parámetros del suelo*

$$\gamma_m = 1.6 \text{ ton/m}^3 \text{ (peso volumétrico del suelo del manto superficial)}$$

$$C_u = 4.5 \text{ ton/m}^2 \text{ (cohesión en el área de influencia del cajón)}$$

$$C_u = 6.0 \text{ ton/m}^2 \text{ (cohesión en el área de influencia de la punta de los pilotes)}$$

$$f = 3.5 \text{ ton/m}^2 \text{ (fricción ejercida por el suelo sobre los pilotes)}$$

• *Arreglo de la cimentación del apoyo*

Cajón hueco con contratraves ortogonales, de 3.50m. de peralte,  $L=21.80\text{m.}$  de longitud y  $B=7.50\text{m.}$  de ancho, apoyado sobre 16 pilotes de 20m. de longitud y sección cuadrada de 0.40 x 0.40m.

**Revisión del estado límite de falla:**

**Condiciones estáticas**

a) Capacidad de carga suelo-cajón despreciando efecto de los pilotes.

$$\sum QF_v / A(C_u N_c F_R + P_v)$$

$$N_c = 5.14(1+0.25D_f/B + 0.25BL) = 5.14(1+0.25*0.60/7.50+0.25*7.50/21.80) = 5.70$$

$$C_u N_c F_R + P_v = 4.5\text{t/m}^2 * 5.70 * 0.7 + 1.6\text{m}^2 * 0.60\text{m} = 18.91\text{t/m}^2$$

$$Qa = B \times L \times C_u N_c F_R + P_v = 7.50\text{m} * 21.80\text{m} * 18.91\text{t/m}^2 = 3092\text{t}$$

$$\sum QF_v / A = 1645\text{t} * 1.4 / 163.5 = 14.10\text{t/m}^2$$

como  $14.10\text{t/m}^2 < 18.91\text{t/m}^2$  se verifica que la capacidad de carga del sistema suelo-cajón es superior a las cargas recibidas.

## b) Capacidad de carga de los pilotes

**Por fricción**

$$C_f = A_f f F_R = 4 * 0.4 * 20m. * 3.5t/m^2 * 0.7 = 78.40t/pilote.$$

$$\text{Grupo: } C_f \times \text{total de pilotes} = 78.40 * 16 = 1254.40t$$

$$\text{Bloque: } A_b f F_R = (7.50m * 2 + 21.80m * 2) * 20m * 3.5t/m^2 * 0.70 = 2871t$$

**Por punta**

$$C_p = [C_u N_c F_{Rc} + P_v] A_p$$

donde:

$C_p$ : capacidad por punta, t

$A_p$ : área transversal del pilote, en m<sup>2</sup>

$P_v$ : presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes, t/m<sup>2</sup>

$C_u$ : cohesión aparente, en t/m<sup>2</sup>, determinada en ensaye triaxial UU

$N_c$ : coeficiente de capacidad de carga

$$C_p = [6 * 7 * 0.35 + 39] * 0.16 = 8.6t/pilote$$

$$\text{Grupo: } 8.6t/pilote * 16pilotes = 138t$$

$$\text{Capacidad de carga total de los pilotes} = 2871t + 138t = 3009t$$

∴ como 3009t > 3092 se verifica el cumplimiento de la desigualdad planteada.

Como puede observarse en este caso la capacidad de carga del cajón es sensiblemente mayor que la del conjunto de pilotes.

**Condiciones sismicas**

$$\text{Excentricidad: } e = M/Q = 2139t \cdot m / 1645t = 1.30m$$

$$\text{Area reducida: } A' = B( B - 2e ) = 7.5m ( 7.5m - 2 * 1.30m ) = 36.75m^2$$

$$\Sigma QF / A' \text{ sismico} = 14.10t * 163.5m^2 / 36.75m^2 = 5.50t/m^2$$

∴ se cumple la desigualdad 5.50t/m<sup>2</sup> < 18.91t/m<sup>2</sup>

**Revisión del estado limite de servicio:**

Los asentamientos a largo plazo para cargas estáticas se pueden valuar mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta H = \Sigma [ \lambda e / (1 + e) ] \Delta Z \dots \dots \dots (\text{Ref. 1})$$

Considerando por una parte los resultados de las pruebas de consolidación efectuadas y por otra el criterio simplificado de distribuciones de esfuerzos usualmente utilizado en la ciudad de México y sustituyendo valores, se obtiene que el hundimiento local de la cimentación con respecto al terreno circundante no excede de 0.10m., valor que se juzga admisible.



Sobre éste ultimo aspecto cabe comentar que al examinar con detalle la estratigrafía determinada en los diferentes sondeos, se aprecia que a una profundidad media de aproximadamente 24m., existe una delgada lente dura, es decir en coincidencia practicamente con la profundidad recomendable para desplantar las puntas de los pilotes a fin de dejar un colchón de unos 3.0m. de espesor. Dado el espesor de la lente y su aparente resistencia, es de esperarse que en la practica los pilotes no logren seguir los hundimientos regionales y pudieran tender a emerger con respecto al terreno circundante si no se toman de antemano algunas medidas apropiadas. En este caso se sugiere efectuar las perforaciones previas al hincado de los pilotes, precisamente hasta atravesar dichas lentes, esta profundidad podrá conocerse con toda precision al efectuar la primera perforación para alojar el primer pilote de cada conjunto correspondiente a cada uno de los apoyos.

Con respecto a los terraplenes de acceso, los análisis de compresibilidad efectuados indican que estos deberán limitarse a una altura máxima de 1.0m. a fin de que los asentamientos resultantes no excedan de 0.15m. valor que se ha considerado admisible. Para mayores alturas podria recurrirse bien sea a un aireplén diseñado de manera tal que el incremento de presión aplicado al subsuelo no exceda de 1.5t/m<sup>2</sup> o bien a tramos en viaducto.

### ESPECIFICACION DE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA CIMENTACIÓN

La solución de cimentación consiste en cajones integrales de compensación parcial con pilotes de fricción, todos los cajones se desplantarán a una profundidad de 4.10 m. medidos a partir del nivel medio del terreno natural actual (en el área que abarcara cada cajón). Los pilotes de fricción seran de seccion cuadrada de 40 x 40 cm. y 20 m. de longitud efectiva, los cajones tendrán diferentes dimensiones en planta en función de las cargas y posición respecto a la vialidad actual.

Tomando en cuenta sus dimensiones los cajones seran de cuatro tipos:

- Cajón Tipo I.* tendrá 21.80 x 7.50 m. en planta, el área de excavación total será de 9.30 x 23.60 m., se desplantará sobre dieciseis pilotes en todo el proyecto se contará con cinco cajones de este tipo; dos al norte del río y tres al sur y dos adyacentes al río; todos se ubicarán en el cuerpo principal.
- Cajón Tipo II.* sus dimensiones en planta seran de 7.50 x 10.60 m. el área de excavación será de 9.30 x 12.40 m., se desplantará sobre diez pilotes. De este tipo de cajón se tendrán cuatro, dos al lado norte y dos al sur del río.
- Cajón Tipo III.* de este tipo se tendrá solo un apoyo que se localizará adyacente al río, en planta ocupará 6.0 x 10.0 m. se desplantará sobre doce pilotes y su excavación será de 7.80 m. x 11.80 m.
- Cajón Tipo IV.* se tendrá tres cajones de este tipo la planta será de 8.0 x 8.0 m. su excavación sera de 9.80 x 9.80 m. y se desplantará sobre diez pilotes.

Para apreciar claramente la localización de cada tipo de cajón en el cuerpo del puente se elaboró la planta mostrada en la figura 5.25.

En general para la construcción de los cajones se excavará toda el área simultáneamente, sin embargo para el caso de los cajones tipo I, debido a su longitud se excavará en tres etapas "A, B y C". La etapa A tendrá una longitud de 7.80m. y estará limitada longitudinalmente por taludes definidos por la relación 0.5 horizontal x 1.0 vertical; las etapas B y C tendrán 7.90 m de longitud.

Para una mejor comprensión de esta especificación, en lo sucesivo se denominará...

“Sistema de ademe” al conjunto formado por la ataguía metálica o por el sistema constituido de **viguetas metálicas** y tablonces que limitarán la excavación.

“Ataguía metálica” al perfil estructural de este tipo que será hincado en las zonas **adyacentes al río**.

“Panel de hincado” al conjunto de ataguías metálicas que se hincarán en **etapas sucesivas**.

“Estructura de guía” al conjunto de elementos estructurales que permitirán el **alineamiento y verticalidad de las ataguías metálicas** durante su hincado.

“Enfilado de paneles” se entenderá al proceso de **alineación y colocación de los paneles de hincado (ataguías)** dentro de la estructura de guía.

“Empaque amortiguador” al elemento utilizado para **proteger la cabeza de las ataguías y de los pilotes de los impactos recibidos** durante su hincado.

“Sistema de apuntalamiento” al conjunto de **vigas mdrinas y troqueles que se colocarán durante el proceso de excavación**.

“Losa de fondo” a la losa ubicada en el **desplante de la cimentación que estará en contacto con la plantilla**.

“trabes de cimentación” corresponde a los **muros perimetrales y trabes interiores**.

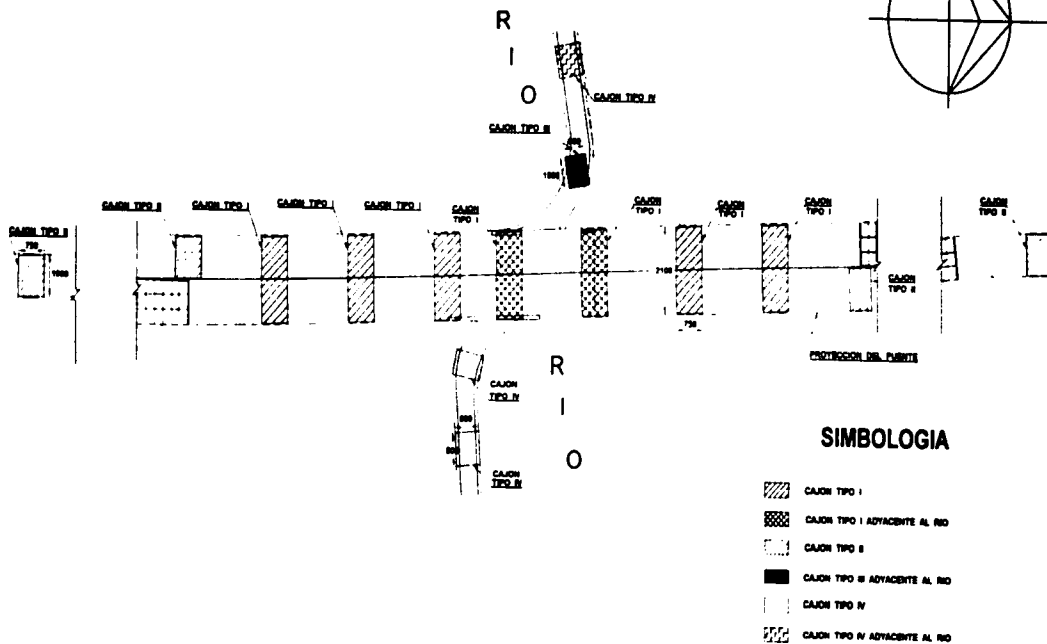
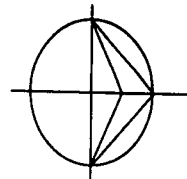
“tocón de concreto” al elemento que se colará corrido al nivel de **desplante de la losa de fondo y en un espesor de 20 cm.** cuya finalidad es servir de troquel a este nivel

En general para la construcción de los cajones de cimentación no adyacente al río **se deberán realizar excavaciones verticales ademas** mediante un sistema de **viguetas verticales hincadas en terreno y tablonces de 50 mm. de espesor, polines y cuñas de madera.** Las viguetas tendrán una sección tipo IR con una longitud total de **11.50 m.,** las cuales se empotraran **3.50 m.** por debajo del nivel máximo de excavación y se colocarán a una distancia tipo de **120 cm.** ver de la figura 5.26 a la 5.33

En el caso de los cajones adyacentes al río de los Remedios (ver figura 5.25), **para realizar la excavación se requiere colocar en tres de las caras de la excavación formando una “U” una ataguía metálica, y en el lado restante opuesto al río un sistema de viguetas metálicas y tablonces como los descritos en el párrafo anterior.**

En ambos casos se deberá colocar un “sistema de apuntalamiento” constituido por **viguetas horizontales (madrinas) de sección IR, y troqueles a base de perfiles tubulares tipo OC** que se instalarán en dos niveles a **-0.40 y -2.60 m.** respecto al nivel de terreno natural, ver fig. 5.34.

# PUENTE CENTENARIO



**TIPIFICACION DE CAJONES DE CIMENTACION  
PARA PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO**

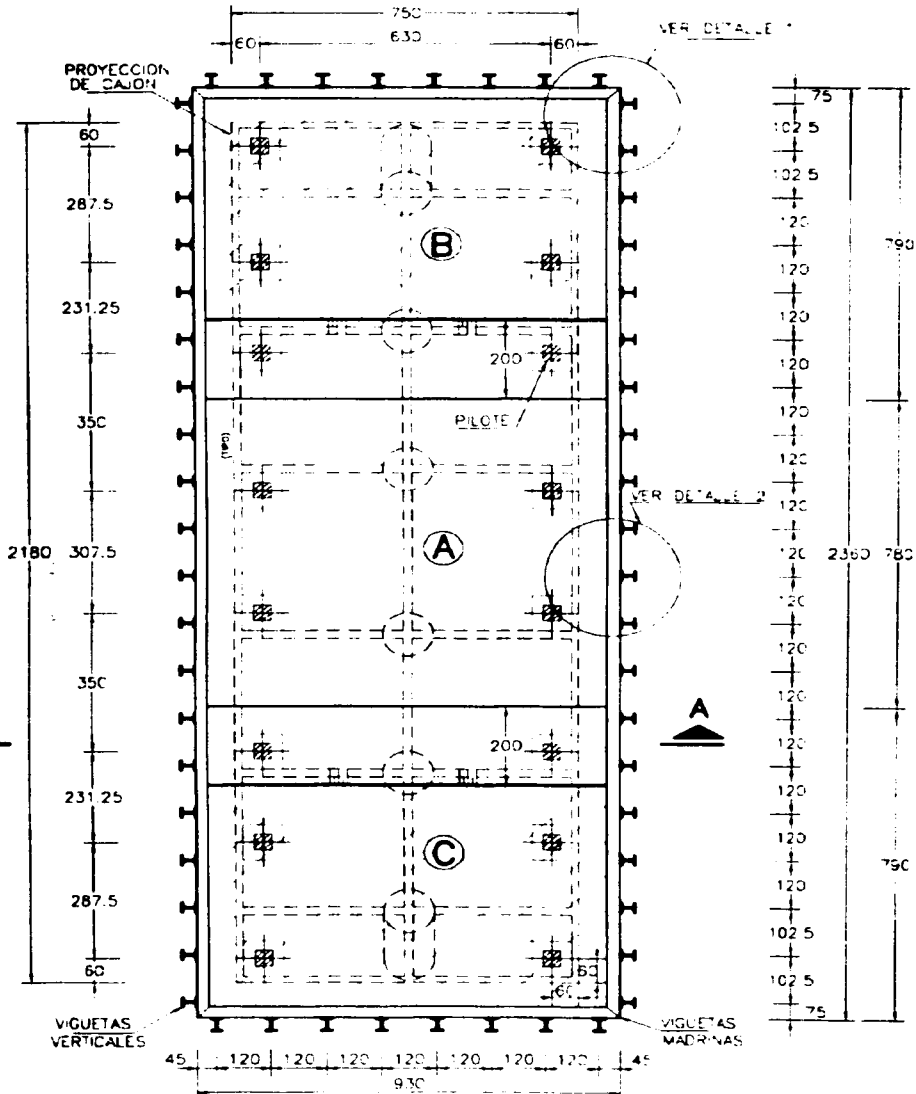


Fig. 5. 26 PLANTA DE EXCAVACION DEL CAJON TIPO 1

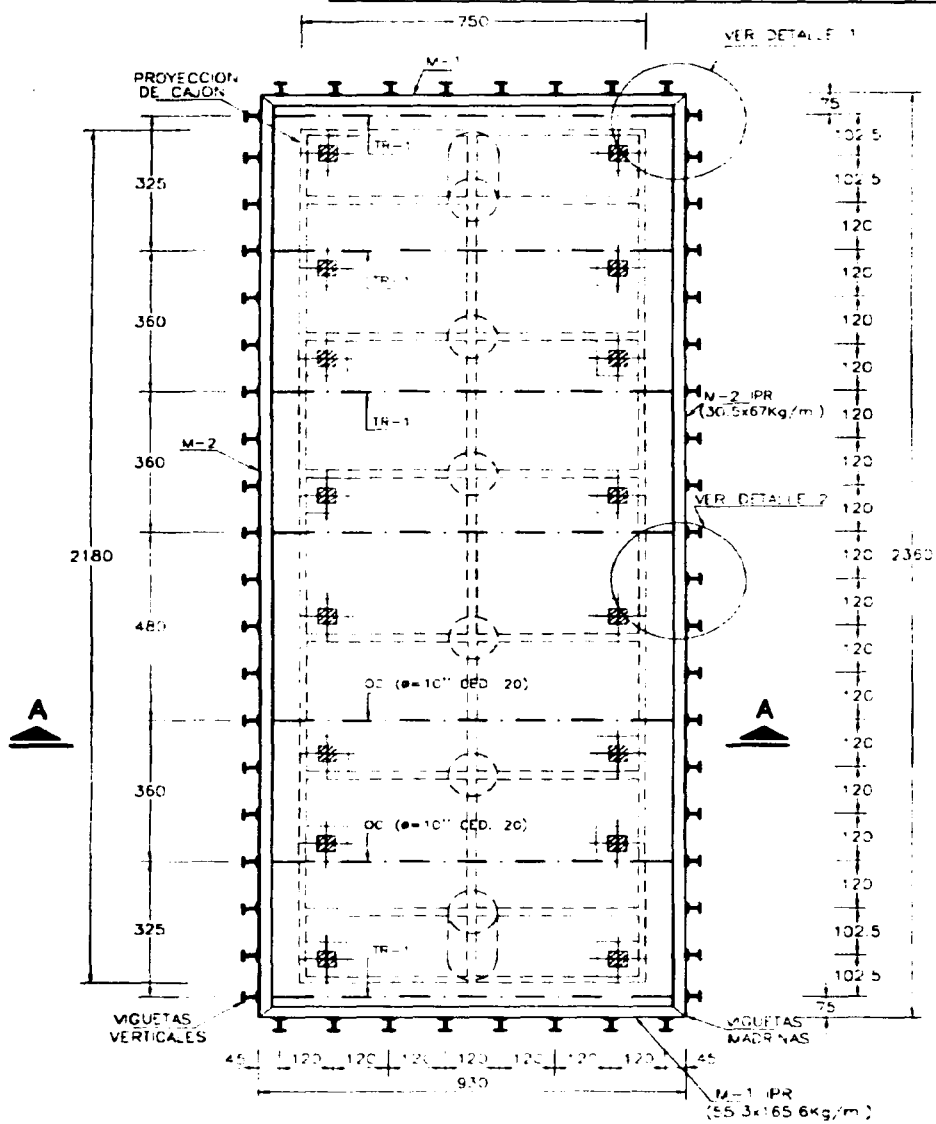


Fig. 5. 27 DETALLES DEL TROQUELAMIENTO DEL CAJON TIPO I

# PUENTE CENTENARIO

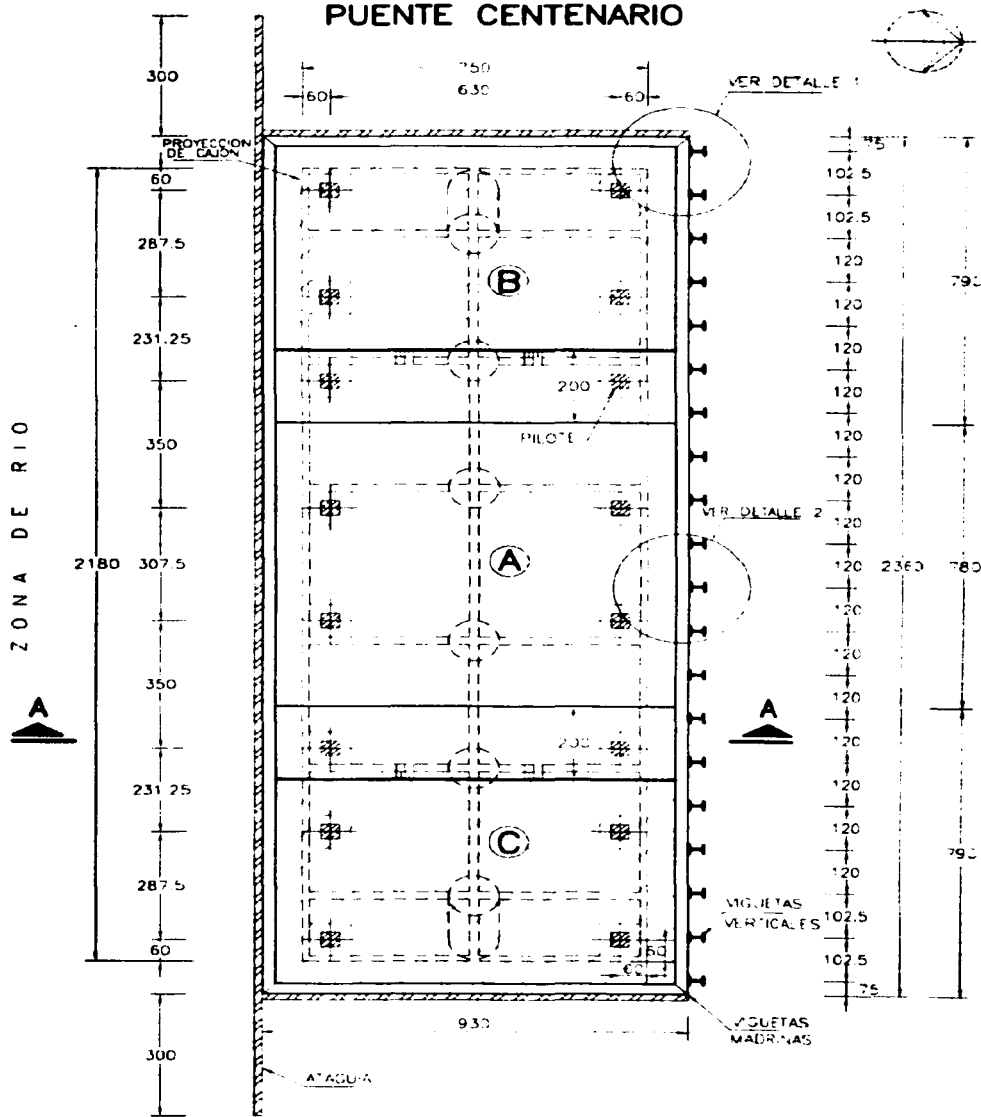


Fig. 5.28 PLANTA DE EXCAVACION DEL CAJON TIPO I ADYACENTE AL RIO

# PUENTE CENTENARIO

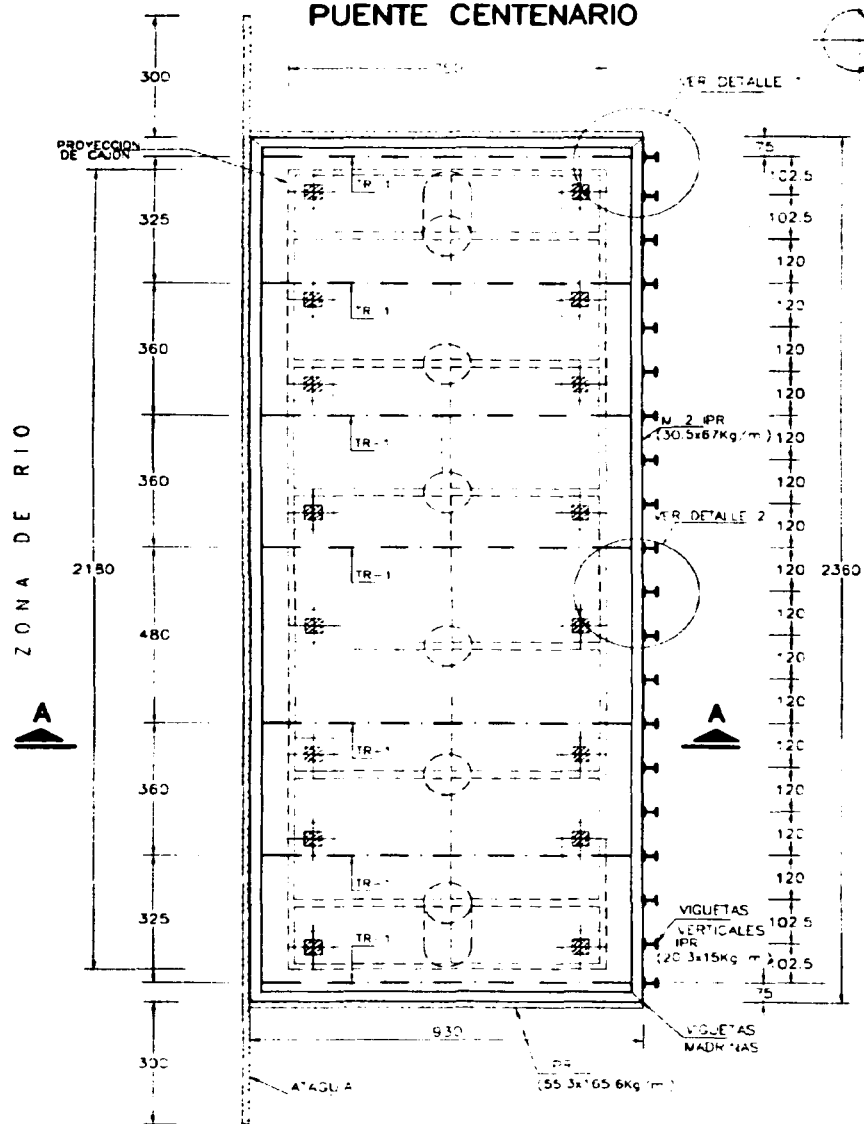


Fig. 5. 29

DETALLES DEL TROQUELAMIENTO DEL CAJON TIPO I ADYACENTE AL RIO

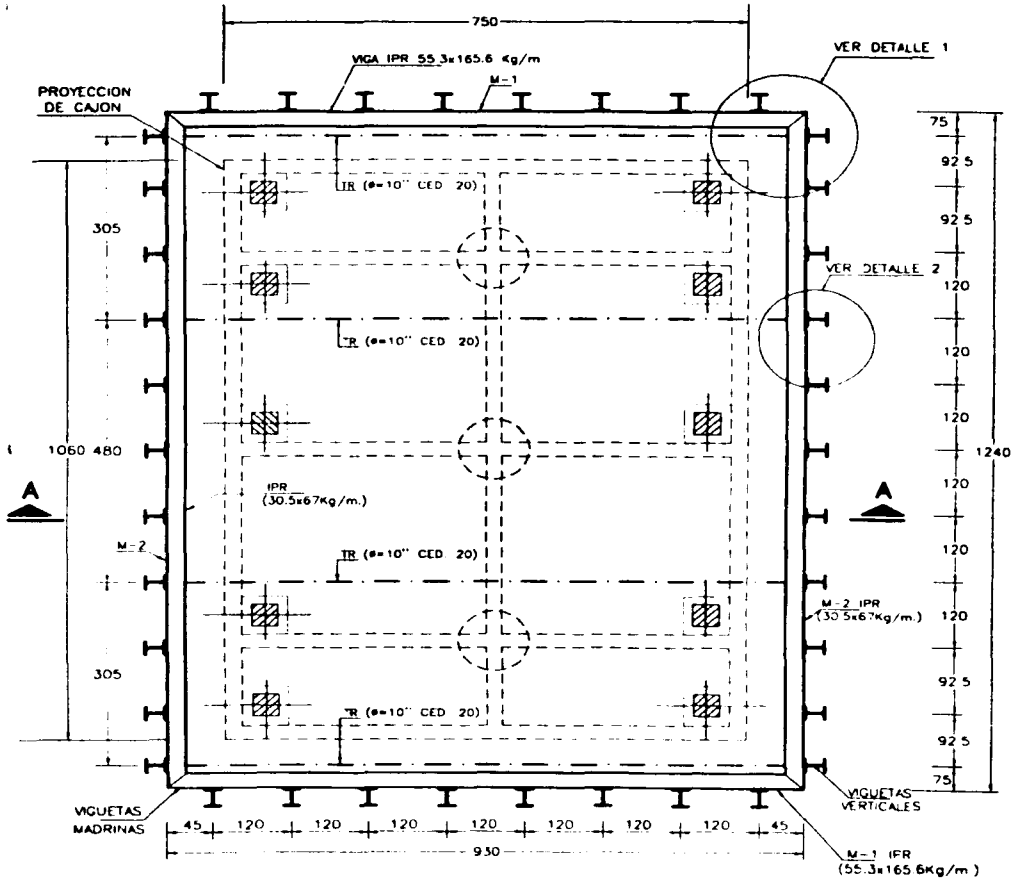


Fig. 5.30

DETALLES DE EXCAVACION Y TROQUELAMIENTO DEL CAJON TIPO II



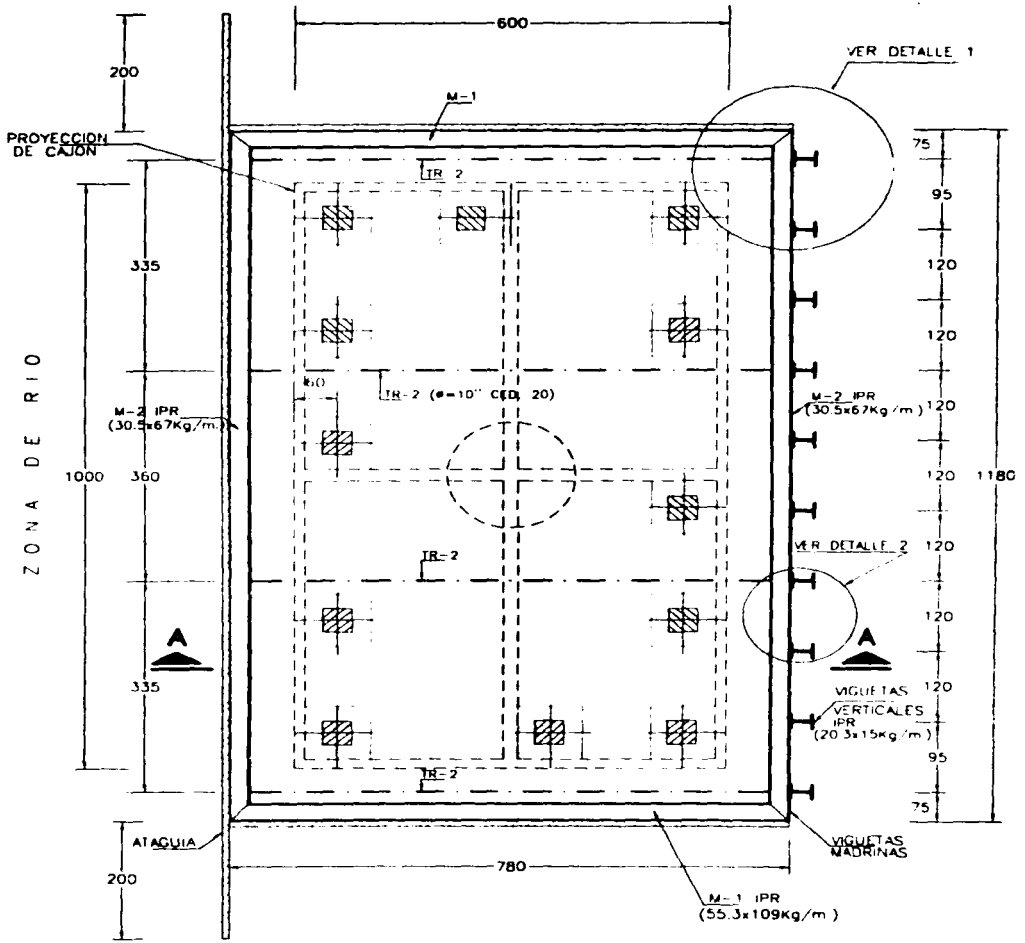


Fig. 5.31

DETALLES DE EXCAVACION Y TROQUELAMIENTO DEL CAJÓN III

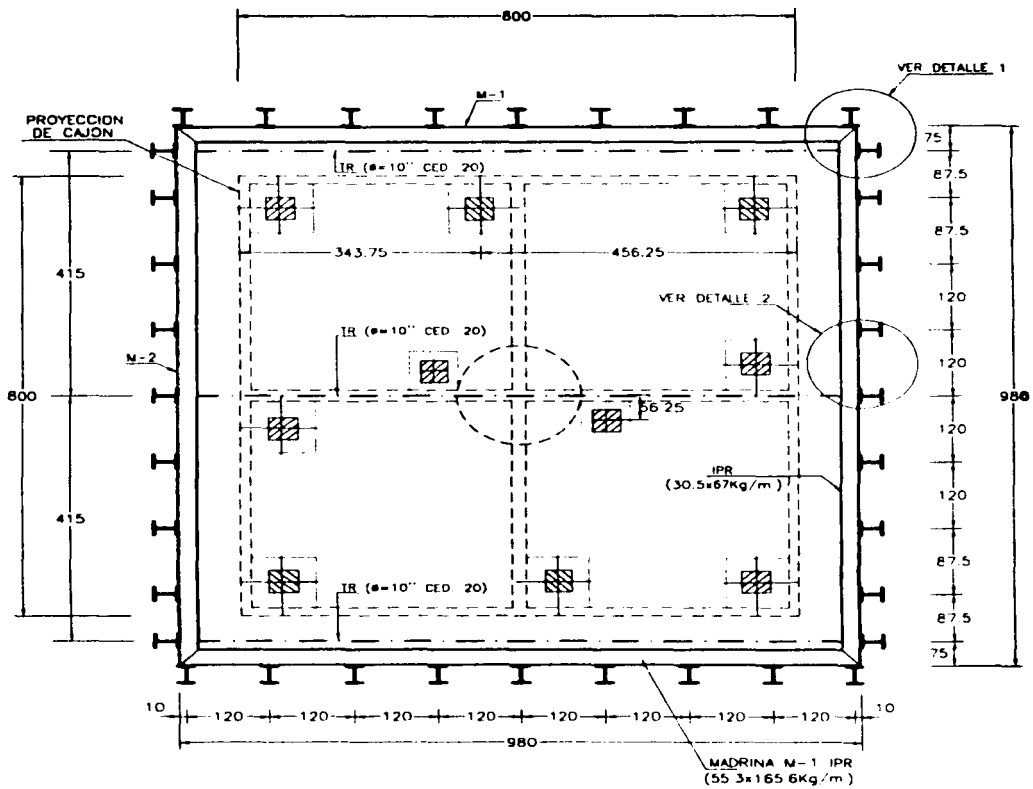


Fig. 5.32 PLANTA DE EXCAVACION DEL CAJON TIPO IV

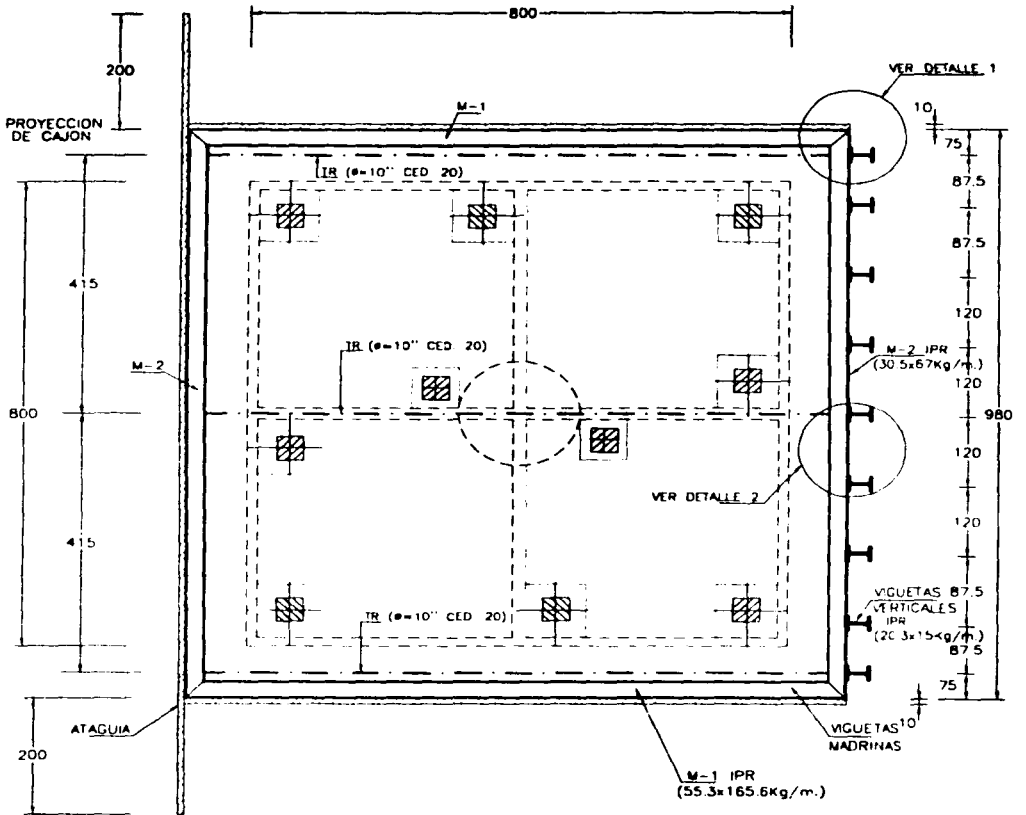


Fig. 5.33 DETALLES DE TROQUELAMIENTO DEL CAJÓN TIPO IV

## Secuencia constructiva tipo

Previo al inicio de la excavación y construcción de la cimentación se deberán realizar los trabajos preliminares como localizar, retirar, proteger o desviar, según sea el caso las interferencias. Se requiere localizar con equipo topográfico en campo la posición de los pilotes, viguetas verticales y ataguías.

Se iniciará con el hincado de los pilotes y se continuará con el hincado de las viguetas y/o ataguías; la excavación se realizará mediante avances verticales de 0.90 m. colocando los tablonos y el sistema de troquelamiento requerido hasta alcanzar el fondo de la excavación; los últimos 15 cm. se excavarán manualmente, se afinará el fondo y se colará la plantilla.

Una vez que la plantilla alcance su fraguado inicial se procederá a demoler la cabeza de los pilotes para realizar el armado y colado de la losa de fondo, los dados y la parte inferior de muros; este proceso no podrá posponerse por más de tres días.

Cuando la losa alcance el fraguado inicial (4 horas mínimo) se colará un tacón de concreto, cuando el tocón alcance su fraguado inicial podrá retirarse el segundo nivel de apuntalamiento para continuar con el colado complementario de los muros y losa tapa.

Posteriormente se colocaran los rellenos en el respaldo de los muros perimetrales cuando el concreto de éstos haya alcanzado el 70% de su resistencia de proyecto (aproximadamente a los 7 días de colados), se retirará el primer nivel de troqueles y se realizará el armado y colado de la losa tapa.

Finalmente se retirarán las viguetas verticales y ataguías metálicas.

Durante el tiempo que duren los trabajos descritos en esta especificación y en caso de ser necesario, con el objeto de ejecutarlos "en seco" se deberá realizar un bombeo de achique.

### Procedimiento constructivo de los cajones de cimentación

A continuación se describe el procedimiento constructivo tipo para los cajones de cimentación, las dimensiones de la excavación así como la localización de las viguetas y ataguías para cada tipo de cajón se encuentran expuestas de la figura 5.26 a la 5.33.

#### Trabajos preliminares

Previo al inicio de la excavación y construcción de la cimentación se deberán localizar las interferencias (ductos, cimentaciones anteriores, instalaciones) y proceder a su retiro, protección o desvío según sea el caso; esta etapa comprenderá además el trazo y localización de los cajones, así como la demolición y retiro de banquetas y guarniciones.

#### Perforación e hincado de pilotes

Inicialmente deberá localizarse la posición de los pilotes con equipo topográfico debidamente calibrado y aprobado dejando en campo las referencias necesarias; posteriormente se realizarán perforaciones previas de 305 mm (12") de diámetro sin extracción de material que servirán como guía para el hincado de pilotes, hasta una profundidad de 24.5 m. atravesando los rellenos y los lentes duros del subsuelo. Con la ayuda de una grúa se izará y colocará el pilote en su posición y se realizará su hincado hasta alcanzar el nivel de apoyo (nivel -24.10 m). Se utilizará un martinete tipo D-22 o de energía similar.

La cabeza de los pilotes deberán protegerse con un empaque amortiguador para evitar que sean dañados durante el proceso de hincado y se deberá contar con mordazas para sujetarlo durante el hincado en caso de que este se suspenda.

### Perforación e hincado de viguetas

Concluido el hincado de pilotes se procederá al hincado del "sistema de ademe" el cual estará constituido por viguetas metálicas, que se empotrarán 3.50 m. por debajo del nivel máximo de excavación y deberán sobresalir 40 cm. por arriba del nivel de terreno natural; la longitud total de las mismas será de 8.00 m. ver figura 5.34.

Se deberá localizar en campo con equipo y personal topográfico la posición exacta de las viguetas, dejando las referencias correspondientes.

Para el hincado de viguetas se requerirán perforaciones previas de 152 mm. (4") de diámetro las cuales se ejecutarán con equipo mecánico hasta alcanzar una profundidad de -4.00 m. medidos a partir del nivel de terreno natural, debiéndose verificar la verticalidad del barreno; inmediatamente después se hincarán las viguetas.

Para facilitar el hincado las viguetas éstas deberán estar provistas del extremo inferior terminado en punta ver detalle 3 en figura 5.37.

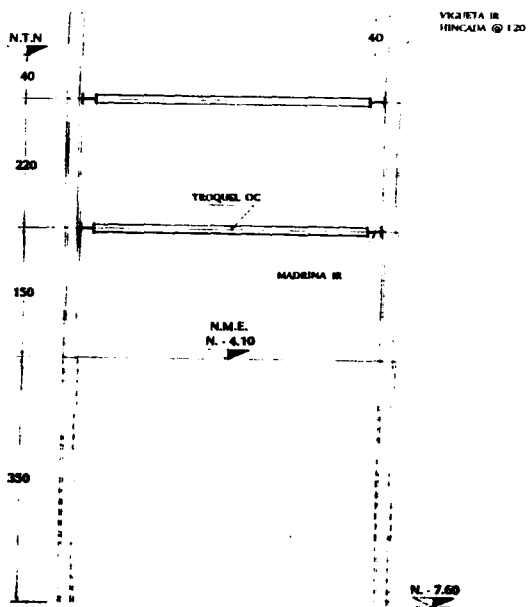


Fig. 5.34 DETALLE DE HINCADO DE VIGUETAS SECCION A - A

## **Perforación e hincado de ataguías**

Independientemente o simultáneamente al hincado de viguetas se hincarán las ataguías, se deberá localizar en campo con equipo y personal topográfico la posición exacta de las ataguías dejando las referencias correspondientes.

Se requiere de perforación previa de 304.8 mm (12") de diámetro, que se ejecutarán con equipo mecánico hasta alcanzar una profundidad de -4.00 m. medidos a partir del nivel de terreno natural, debiéndose verificar la verticalidad del barrero. Inmediatamente después se hincarán las ataguías que se empotrarán 3.50 m. por debajo del nivel máximo de excavación y deberán sobresalir 40 cm. por arriba del nivel de terreno natural, la longitud total de las mismas será de 8.00 m.

Para el hincado de la ataguía se requerirá una estructura guía móvil que se ubicará sobre la superficie del terreno natural, que servirá para mantener fijo el pie de las ataguías metálicas durante el proceso de hincado, así como para prevenir desviaciones laterales de estas.

Para el enfilado de las ataguías desde la superficie será necesario asegurar los paneles con la ayuda de una estructura adicional que mantenga fija en todo momento la cabeza de las mismas y evitar que sufran desviaciones de la vertical como lo muestra la figura 5.35.

El proceso de hincado de las ataguías se realizará en dos fases:

### **I Enfilado de paneles**

Sobre la superficie del terreno natural se formarán los "paneles de hincado", que consistirán en el conjunto de cuatro ataguías metálicas numeradas que se acoplarán entre sí, engrasando a la vez cada una de sus juntas al ser embonadas, mediante una grúa de brazo suficientemente largo se procederá a su izaje y colocación dentro de la estructura guía previamente instalada (ver figura 5.36)

Las ataguías deberán contar con preparaciones para su manejo, transporte y extracción posterior.

### **II Hincado de paneles**

Una vez realizado lo anterior se procederá al hincado de las ataguías metálicas utilizando para ello equipo mecánico, el cual podrá ser una piloteadora provista de un martillo trepidante. Una vez colocado el "panel de hincado" dentro de la estructura de guía, se procederá al hincado de las mismas atendiendo la siguiente secuencia:

- El hincado de la ataguía mediante paneles de cuatro elementos.
- El primer panel se deberá colocar en uno de los extremos del lado de la excavación en proceso de ademado.
- Para la colocación (enfilado) de un segundo panel el inmediato anterior deberá haber sido hincado al menos en una tercera parte de su longitud total
- Para cada uno de los paneles, las ataguías deberán marcarse e identificarse de acuerdo a su posición y turno de hincado.
- La secuencia de colocación de las ataguías deberá ser la que se indica en la figura 5.36
- Las ataguías deberán hincarse en avances verticales no mayores de 1.50 m y el golpe del martillo trepidante se deberá realizar en el centroide de la ataguía, atendiendo las recomendaciones que a continuación se mencionan

Todas las ataguías deberán estar en perfectas condiciones antes de ser hincadas, aquellas ataguías que presenten deformaciones deberán ser rechazadas por la supervisión y no deberán ser hincadas, asimismo éstas deberán acoplarse perfectamente en sus juntas como se muestra en la figura 5.35

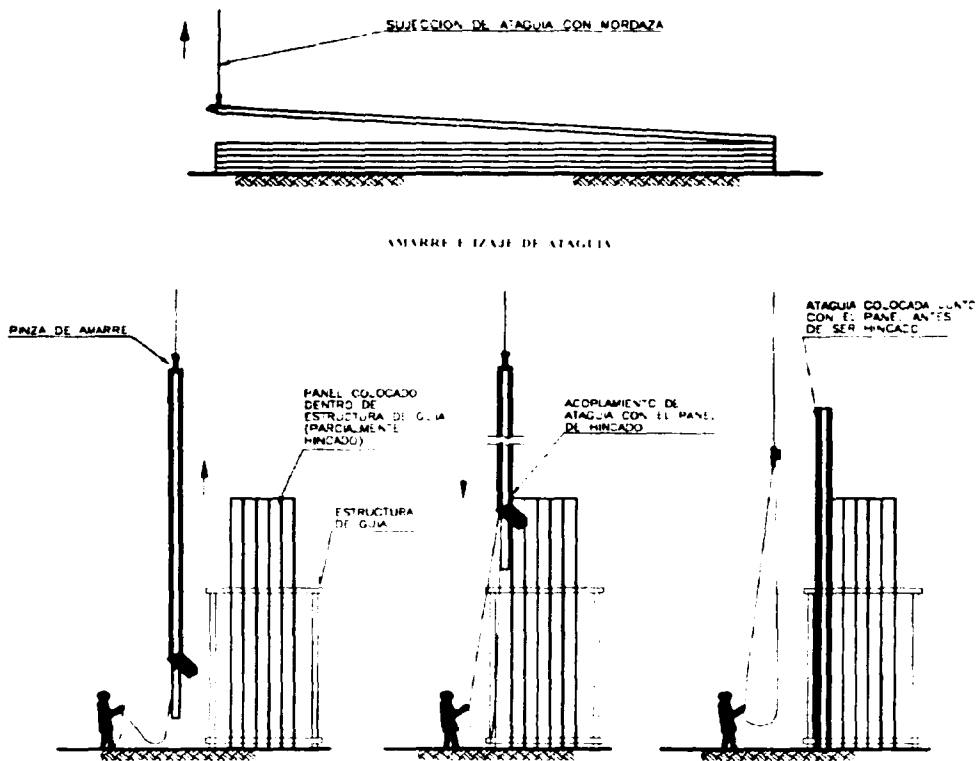


Fig. 5.35 ENLACE DE PANELES Y COLOCACION DE ATAGUIA DENTRO DE LA ESTRUCTURA DE ATAGUIA

Las ataguías que sean dañadas durante el hincado deberán retirarse y sustituirse por otras en perfecto estado, una vez hincada cada una de las ataguías se obtendrá el nivel de la cabeza, se verificará nuevamente cuando se terminen de hincar el total de las ataguías, debiendo corresponder al indicado en proyecto; el hincado de las ataguías deberá ejecutarse de tal forma que se garantice su correcta colocación de tal modo que cumpla con el objetivo planteado en el proyecto.

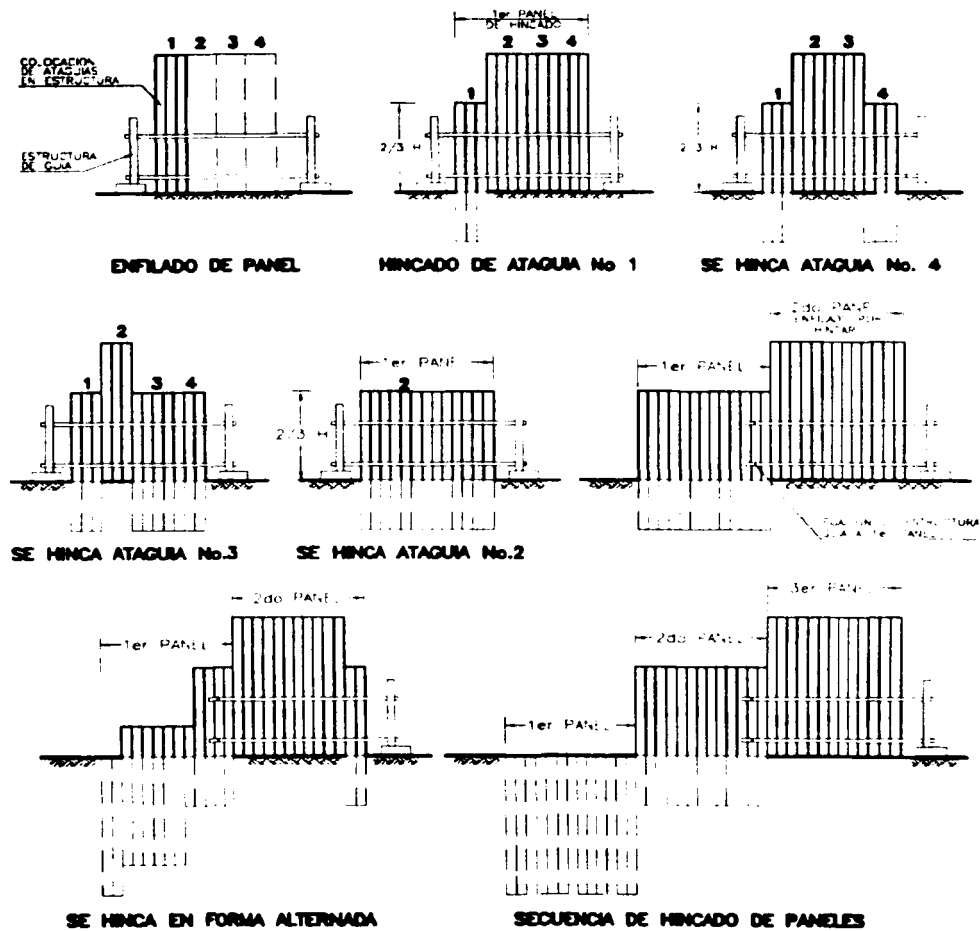
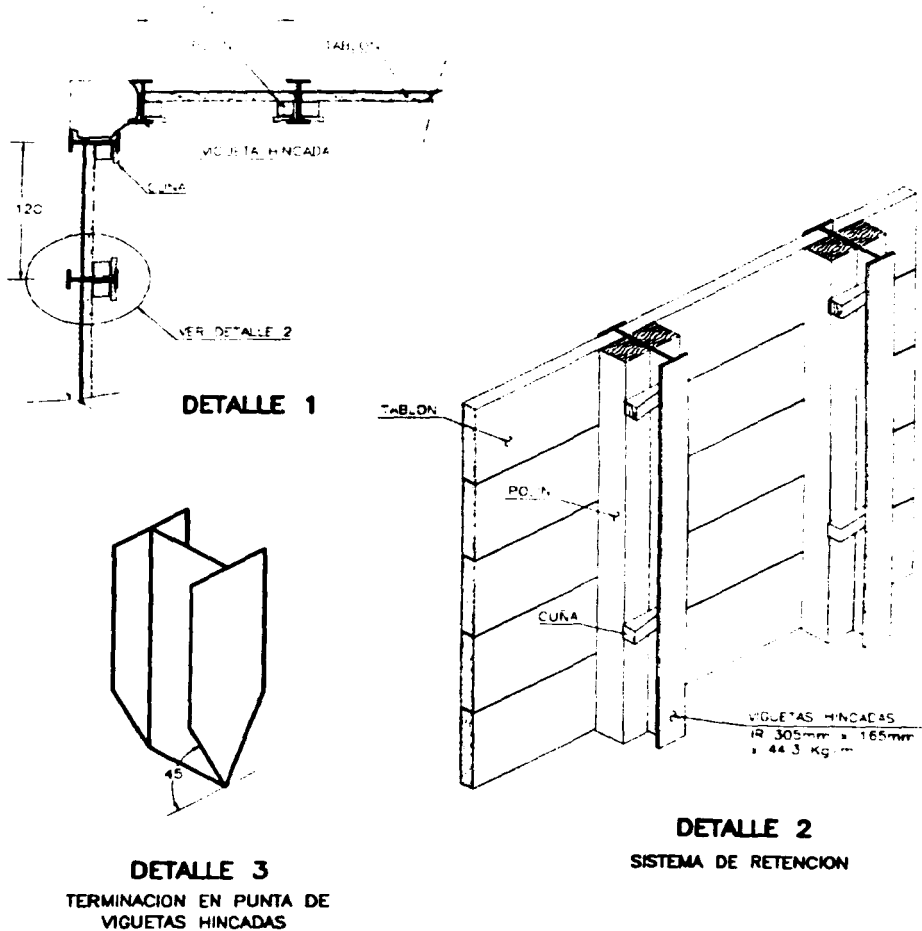


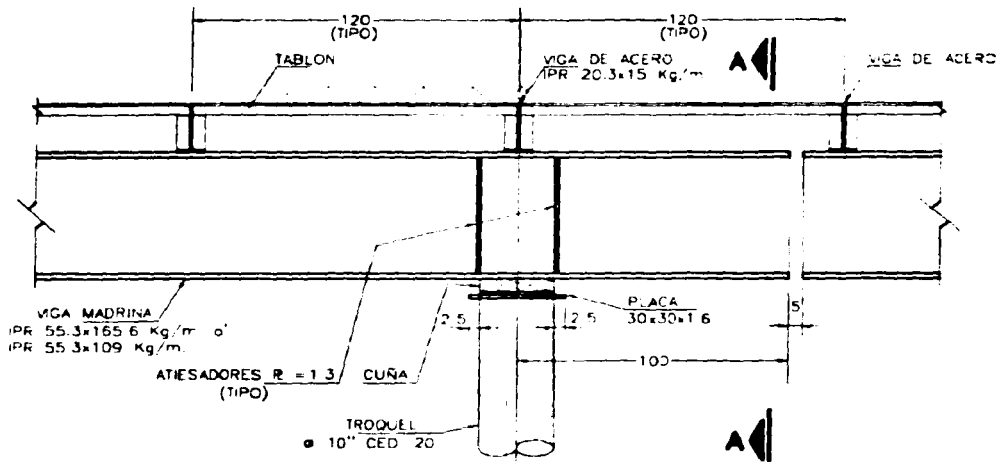
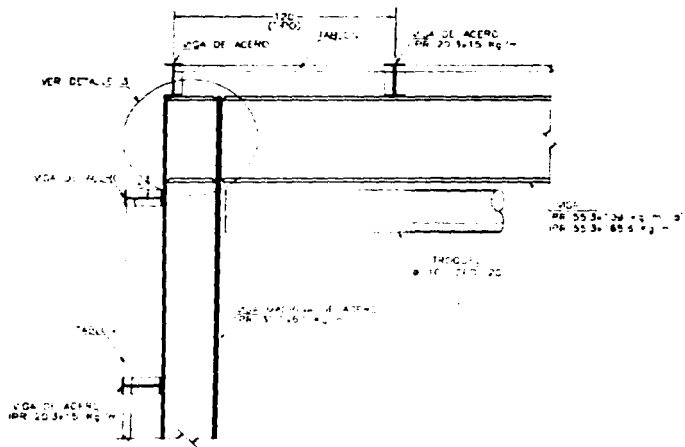
Fig. 5.36 SECUENCIA DE COLOCACION E HINCADO DE ATAGUAS



### Excavación y colocación del ademe

Una vez que se haya concluido el hincado de los pilotes, viguetas y/o ataguías se procederá a efectuar la excavación, mediante avances parciales verticales de 90 cm. en toda el área del apoyo o zona de excavación según sea el caso hasta alcanzar el nivel máximo de excavación; al término de cada avance se afinarán manualmente las paredes verticales y se colocarán los tablonés de 50 mm. de espesor en forma horizontal los que deberán quedar en contacto con el terreno acunándolos contra las viguetas verticales, por medio de polines y cuñas de madera como lo muestra en los detalles de la figura 5.37





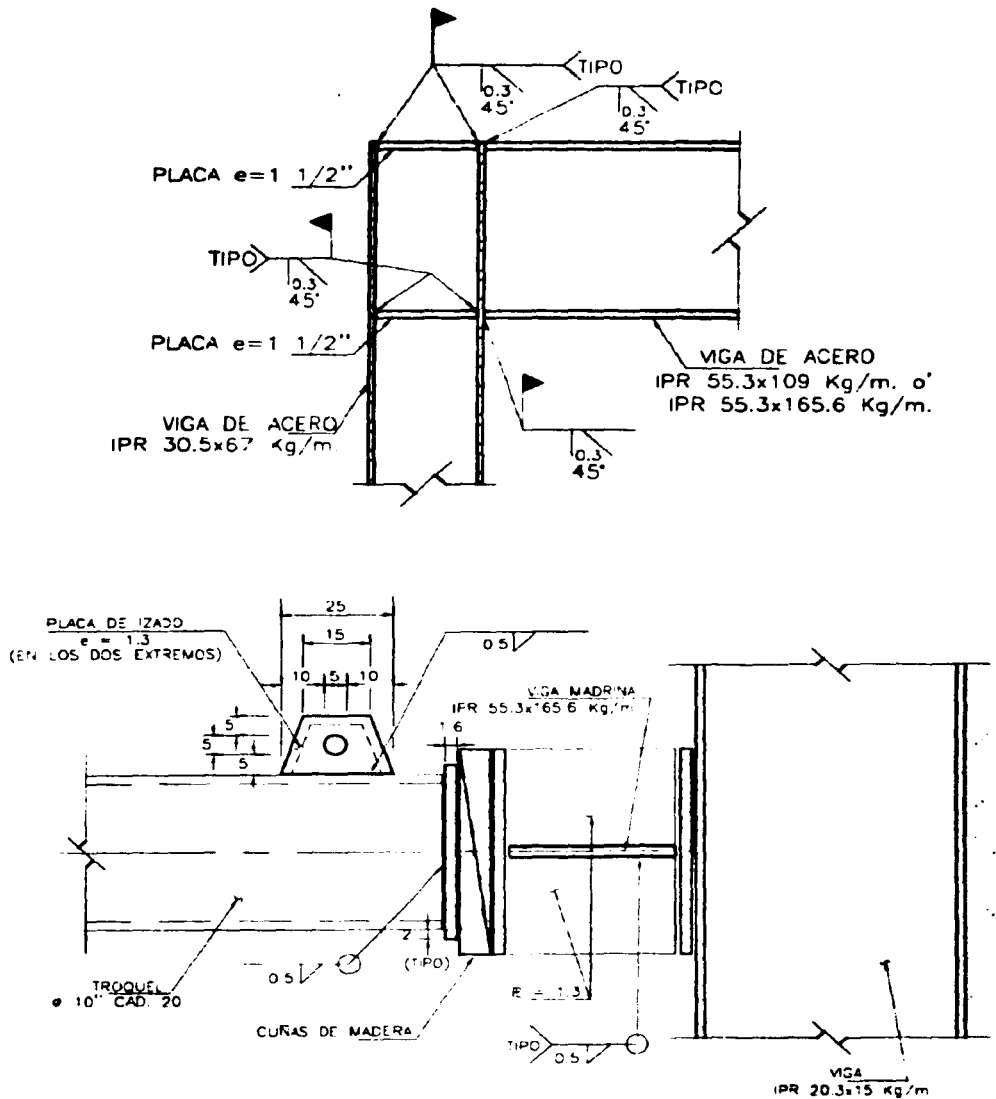


Fig. 5.38 ESPECIFICACIONES REQUERIDAS EN LOS DETALLES DE LA FIGURA 5.37

El equipo de excavación podrá ser una almeja o similar la cual deberá situarse sobre la corona del talud, a una distancia mínima de 3 m. medidos a partir del hombro de la excavación; los últimos 15 cm. deberán excavar manualmente.

Durante los trabajos de excavación deberán evitarse en lo posible golpes del cucharón sobre las paredes de la excavación o sobre el sistema de ademe, a fin de que no se generen zonas inestables.

El producto de la excavación deberá retirarse inmediatamente fuera de la zona de construcción, a fin de no generar sobrecargas a la corona de los taludes.

En el caso particular de los cajones tipo I, debido a su longitud éstos se excavarán en tres etapas longitudinales como se muestra en la figura 5.26; el proceso a seguir se ha descrito anteriormente, el talud que limitará cada zona estará definido por la relación 0.5 horizontal x 1.0 vertical; una vez que se haya concluido el colado de la losa de fondo, dados y parte inferior de muros y traveses para poder abrir una nueva etapa de excavación se deberá colocar sobre la losa un lastre de 1.5 t/m<sup>2</sup> con el fin de evitar o minimizar los efectos de las expansiones elásticas.

#### **Colocación del sistema de apuntalamiento**

Al llegar la excavación al nivel donde se localizará el primer o segundo nivel de apuntalamiento constituido por madrinas y troqueles, se colocarán las vigas madrina en su posición, suspendidas por el equipo de izaje, y se aplicará una línea de soldadura en la parte superior del contacto entre las madrinas y las viguetas verticales.

A continuación se colocarán los troqueles, los cuales se fijarán con puntos de soldadura en la parte superior de éstos y las vigas madrinas que deberán estar provistas de dos pares de atesadores en los puntos de apoyo de los puntales.

Todos los puntales y madrinas se introducirán a la excavación en posición horizontal mediante una grúa o similar, que las izará y colocará en su posición teniendo cuidado durante las maniobras de no golpear ningún elemento del sistema de ademe o troqueles adyacentes.

Como medida de precaución los puntales deberán sujetarse a las viguetas verticales por medio de estribos (elementos de sujeción) y cables.

Por ningún motivo se permitirá que la excavación continúe si los troqueles no han sido aprobados en su colocación por la supervisión.

El sistema de apuntalamiento deberá estar en contacto con la ataguía y con viguetas verticales, la posición y forma de colocación de los mismos deberá consultarse en el proyecto estructural correspondiente.

#### **Afina el fondo y colado de plantilla**

Una vez que la excavación alcance una profundidad de -3.95 m. se continuará en forma manual hasta alcanzar la profundidad de desplante de la plantilla (-4.10 m.), con el objeto de obtener una superficie uniforme evitando de esta manera sobreexcavaciones y remoldeo del material en la superficie de apoyo.

Posteriormente se procederá al colado de la plantilla de concreto pobre de  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ , con el espesor y características indicadas en el proyecto estructural correspondiente, esta actividad deberá terminarse a más tardar 24 horas después de que la excavación haya sido afinada.

#### **Descabece de pilotes, armado y colado de losa de fondo, dados de cimentación y parte inferior de muros**

Una vez que el concreto de la plantilla de desplante haya alcanzado el fraguado inicial se procederá a demoler la cabeza de los pilotes para ligar posteriormente el acero de estos con los dados y losa de fondo.

Posteriormente se efectuará el armado y colado de la losa de fondo, dados y parte inferior de los muros perimetrales y traveses de cimentación (80 cm. inferiores), de acuerdo a los planos y especificaciones estructurales correspondientes. Se deberá dejar las preparaciones necesarias para continuar con el colado de los muros.

### **Colado de tación de concreto y retiro del segundo nivel de apuntalamiento**

Concluida la etapa anterior se procederá a realizar el colado de un tación de concreto de 30 cm. de espesor cuya finalidad será la de permitir el retiro del segundo nivel de apuntalamiento.

Una vez que la losa de fondo y muros laterales colados en la etapa anterior hayan alcanzado el 70 % de la resistencia de proyecto, se retirarán los troqueles y madrinan correspondientes al segundo nivel de apuntalamiento.

### **Armado y colado complementario de muros**

Concluido y aprobado lo anterior se procederá a efectuar el armado y colado complementario de los muros y traveses del cajón hasta alcanzar el nivel de lecho bajo de la losa tapa, de acuerdo a los planos y especificaciones estructurales.

### **Colocación de rellenos, retiro del primer nivel de apuntalamiento y colado de losa tapa**

Una vez que los muros hayan alcanzado el 70 % de su resistencia de proyecto, se procederá a efectuar la colocación de los rellenos en el respaldo de los muros laterales hasta una distancia de 10 cm. por debajo del nivel inferior de la losa tapa, dicha actividad se realizará con material arenoso "tepetate" proveniente de banco aprobado por la supervisión, que cumplan con los siguientes requisitos de calidad límite líquido no mayor de 30%, cantidad de finos "material que pasa por la malla No 200" no mayor del 28%, y tamaño máximo de las partículas no mayor de 76 mm.  $\phi$  de diámetro.

El material seleccionado previamente homogeneizado se colocará en capas no mayores de 20 cm. de espesor, las cuales se compactarán hasta alcanzar el 90% de su peso volumétrico seco máximo de acuerdo con la norma AASHTO estándar 199-74 variante "A" con una energía de compactación de 6.04 kg-cm/cm<sup>3</sup>; el material se colocará y compactará con una humedad cercana a la óptima preferentemente del lado seco de la curva de compactación determinada mediante ensayos de laboratorio previos.

La compactación se realiza con equipo manual con "bailarinas, rodillos o similares".

Se efectuarán pruebas de control de calidad de compactación mediante la realización de cuatro calas en cada tres capas tendidas y compactadas, debiendo defasar el muestreo entre capas para evitar crear planos susceptibles de falla.

Durante esta etapa se deberán retirar de dos en dos los tablonces del sistema de ademe a medida que se coloquen las capas de relleno, es decir, se retirarán dos tablonces cuando los rellenos se encuentren 5 cm. por debajo del nivel inferior de los tablonces por retirar.

Una vez colocados los rellenos se procederá a retirar los troqueles y madrinan correspondientes al nivel de troquelamiento superior "primario".

Finalmente se procederá al cimbrado, armado y colado de la losa superficial de acuerdo a los planos y especificaciones estructurales correspondientes.

### **Retiro de ataguías, viguetas verticales y conclusión de la estructura de puente**

Concluidos los trabajos correspondientes al colado de la losa tapa y una vez que ésta adquirió la resistencia de proyecto se procederá a retirar el sistema de ademe.

La extracción de las ataguías y viguetas verticales deberá realizarse con equipo mecánico.

En el caso de las ataguías su extracción es función del hincado, un panel bien hincado será más fácil de extraer que otro cuyos elementos estén torcidos, desviados y desajustados.

Como las ataguías retiradas del suelo son destinadas de nuevo en otras obras, es importante tener el mínimo de desperfectos durante su extracción.

En el caso de las viguetas verticales estas deberán estar provistas de un ojal en la parte superior que será el punto de apoyo para su izado y extracción.

Posteriormente se colocará un relleno sobre la tapa hasta alcanzar el nivel de terreno de proyecto, el material usado será tepetate que se colocará en capas de 20 cm. y se compactará.

---

**RECOMENDACIONES GENERALES**

Durante la etapa constructiva deberá restringirse el tránsito de vehículos hasta una distancia de 3.50m. como mínimo, medidos a partir del borde de excavación.

Durante el proceso de hincado se cuidará la verticalidad de las viguetas cuyo desplome no excederá de  $1/250 H$ , siendo H la longitud de la vigueta

Deberá utilizarse un producto engrasante en las juntas de unión entre ataguías con la finalidad de reducir la fricción y facilitar su extracción

Sera de suma importancia cuidar la verticalidad de las ataguías durante en hincado en todo momento, cualquier tendencia de desviación deberá ser corregida inmediatamente.

Los tablonces del sistema de ademe deberán quedar en contacto con el suelo.

El armado y colado de los elementos estructurales se efectuarán siguiendo los lineamientos establecidos en los planos y especificaciones estructurales correspondientes

Se deberá implementar un sistema de bombeo de achique, constituido por drenes perimetrales que deberán reconocer a cárcamos donde se alojaran bombas sumergibles para lodos de 4 HP como mínimo.

De acuerdo con la información de Mecánica de Suelos para los cajones de cimentación localizados en los extremos del cuerpo principal, el tirante de agua esperado será de aproximadamente 1.10m. por lo que en estos casos deberán de tenerse un mayor número de cárcamos y bombas

En caso de que los materiales que se utilizarán para realizar los rellenos se encuentren parcialmente saturados, deberán orearse para lograr la humedad óptima de compactación determinada mediante ensayos de compactación previos

Para la construcción de los terraplenes se recomienda la utilización de una mezcla de material constituido por el 30% de tezontle, con tamaño máximo de partículas de 3", y 70% de tepetate medido en peso, éste material deberá tenderse en capas y compactarse al 90% de su peso volumétrico seco máximo de acuerdo con la norma AASHTO estándar T99-74, variante "A" con una energía de compactación de  $6.04 \text{ kg-cm/cm}^3$ , el material se colocará y compactará con una humedad cercana a la óptima.

## CONCLUSIONES

De acuerdo con el material presentado y analizado en el presente trabajo de tesis se cumplieron los alcances previstos por un servidor debidamente asesorado por los ingenieros que aceptaron ayudarme, los alcances proyectados para éste trabajo comprendían elaborar una tesis que su contenido presentara conocimientos teóricos bien fundamentados y su aplicación en la solución de problemas reales; fue así como surge la idea de analizar los estudios de Ingeniería básica requeridos en proyectos de la envergadura del presentado o similares; el mérito para obtener un trabajo bien estructurado radica en la conceptualización previa que se tuvo de la tesis en forma muy general pero que permitía la visualización de los temas principales, como resultado se planteó que los cuatro primeros capítulos presentarían los estudios de manera teórica y partiendo de ellos como base, el quinto capítulo presentaría la aplicación de estos estudios a un proyecto en particular.

El desarrollo del quinto capítulo se fundamenta en la información proporcionada por la Dirección General de Obras Públicas, referente al proyecto ejecutivo del puente vehicular diseñado para solucionar el problema vial que presenta la intersección de las avenidas Río de los Remedios y Centenario; el estudio y análisis de la información del puente confirma la realización de estudios analizados en tres de los capítulos anteriores, faltando un buen estudio o manifestación de impacto ambiental causa por la cual la Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales "SEMARNAT" aún no autoriza su construcción, obstaculizando los beneficios viales que generaría este puente vehicular a gran parte de la población de la zona norte de la Ciudad de México y áreas conurbadas; si se llegase a construir, su funcionalidad y nivel de servicio denunciarían una vida útil muy corta con respecto a lo proyectado y analizado en ésta tesis, posiblemente se tenga que realizar nuevamente el proyecto ejecutivo tomando en cuenta las necesidades imperantes en ese momento y con ello dar solución a la creciente problemática vial en esta zona.

El presente trabajo de tesis me deja una enorme satisfacción ya que me brindó la oportunidad de reafirmar los conocimientos que recibí de los profesores, pero ahora complementando la teoría con sus aplicaciones en proyectos reales que se presentarán en un futuro en el campo de trabajo; espero que toda persona que tenga en sus manos la presente tesis le sea de utilidad como apoyo al analizar proyectos similares o para despertar la inquietud de profundizar y actualizar el contenido de este ejemplar en trabajos futuros de tesis.





---

**BIBLIOGRAFIA**Una fisonomía de la Ingeniería de tránsito

Leonardo Lazo Margáin  
Gilberto Sanchez Angeles

Manual de estudios de Ingeniería de tránsito

Asociación Mexicana de Caminos a.c.

Los semáforos y el control dinámico del tránsito (Estudios de Ingeniería de tránsito)

Ing. José Jalle Alari

Ingeniería Económica

E. Paul de Garmo

Técnicas de análisis económico en Ingeniería

John A. White

Ingeniería Económica

Cosbu Raúl

Ingeniería de Cimentaciones

Peck, Hanson, Thornburn

Diseño Geotécnico de Cimentaciones

Ernesto Olguin

Mecánica de Suelos y Cimentaciones

Ing. Carlos Crespo Villalaz

Mecánica de Suelos Tomo I

(Fundamentos de la Mecánica de Suelos 3ª. edición)

Eulalio Juárez Badillo  
Alfonso Rico Rodríguez

Guía del ingeniero civil

Frederick S. Merritt

Impacto Ambiental

Ing. César Valdéz  
Ing. Alba Vázquez

“ Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección del Ambiente ”

“ Ley Ambiental del Distrito Federal ”

