

20
34

Universidad Nacional Autónoma de México



FACULTAD DE
INGENIERIA

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DEL ENTRONQUE AEROPUERTO

PUENTES DE ACCESO Y SALIDA DEL AEROPUERTO
INTERNACIONAL

ESTACION TERMINAL AEREA DE LA LINEA 6
DEL METRO

EUSTACIO CASTILLO GARCIA



México D. F.

FEBRERO DE 1969

FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

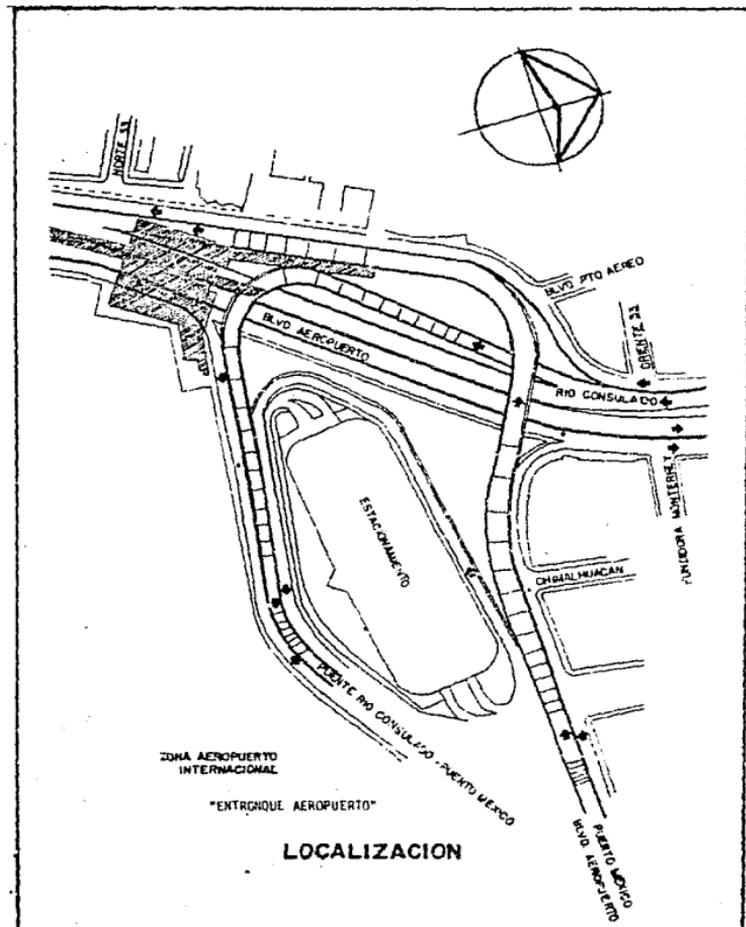
El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición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

I N D I C E

		PAGINA
	CAPITULO PRIMERO	
1.-	INTRODUCCION.	
	HISTORIA DE LOS PUENTES. (Antecedentes Históricos)	4
1.1	Puentes Modernos.	6
1.2	Límites Teóricos de los claros de Puentes.	6
1.3	Estudios Técnicos para la construcción de Puentes en general.	7
	CAPITULO SEGUNDO.	
2.-	OBJETO Y PLANEACION DE LA OBRA.	12
2.1	Investigaciones complementarias y estudios de apoyo para generar el anteproyecto de los puentes.	15
	CAPITULO TERCERO	
3.-	PROGRAMAS Y AVANCES DE OBRA.	32
3.1	Dirección de Obra.	32
3.2	Control de Obra.	34
3.3	Proyecto.	47
	CAPITULO CUARTO.	
4.-	PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA SUBESTRUCTURA Y SUPERESTRUCTURA DE LOS PUENTES DE ACCESO Y SALIDA AL AEROPUERTO INTERNACIONAL.	49
	SUBESTRUCTURA.	
4.1	Proceso Constructivo para el hincado de Pilotes.	50
4.2	Procedimiento Constructivo de la cimentación de las Zapatas.	59
4.3	Construcción de Pilas.	69
4.4	Construcción de Cabezales.	71
4.5	SUPERESTRUCTURA.	80
4.6	Acero de Refuerzo	91
4.7	Acero de Preesfuerzo.	103
4.8	Colado de la Superestructura.	111

CAPITULO QUINTO.

5.-	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA ESTACION DENOMINADA TERMINAL AEREA DE LA LINEA 5 - DEL METRO.	130
5.1	Generalidades.	130
5.2	Estratigrafia.	130
5.3	Análisis Geotécnicos.	131
5.4	Consideraciones Generales.	133
5.5	Procedimiento Constructivo para la excavación de la estación Terminal Aerea.	134
5.6	Instrumentación.	151
5.7	Proceso Constructivo	151
	Conclusiones.	169
	Bibliografía.	172



1.-

INTRODUCCION.

El constante crecimiento de la Ciudad de México, ha originado la intervención de distintas instituciones del Gobierno y la Iniciativa Privada, a fin de dar solución a los diferentes problemas que día a día se agudizan en esta Capital, sobre todo en los renglones de comunicación y transporte y que a su vez ha motivado a la Ingeniería Mexicana para crear nuevos proyectos, logrando importantes avances en las materias de planeación, diseño y construcción de vías y medios de comunicación a pesar de la heterogeneidad del subsuelo del Valle de México, cuyas condiciones tan adversas ha obligado a muchos especialistas en Mecánica de Suelos a realizar investigaciones, idear y llevar a la práctica numerosos y originales procedimientos constructivos. Asimismo la capacitación constante de los Ingenieros ha redundado en el perfeccionamiento de las técnicas, creandose de esta manera, medios de comunicación más seguros, económicos, agradables y eficientes, conforme a las necesidades que se demandan y que son resultado de las encuestas Origen-Destino de los usuarios; lo anterior conlleva a la ejecución de proyectos, cuyo fin capital debe ser el de optimizar el tiempo y aumentar el rendimiento y productividad de la población.

Un mejor aprovechamiento del tiempo de los usuarios del Aeropuerto fué la finalidad mas importante por lo que fué decidida la construcción del Entronque, mismo que consta fundamentalmente de dos puentes: 1.- Puente de Acceso (Rampa A-A'), que capta la fluencia vehicular del Circuito Interior vialidad norte-sur, facilitando el acceso directo de usuarios al Aeropuerto, inicia en el Circuito Interior y desemboca en la calle de Puerto México, tiene una longitud de 400m y dos carriles de

circulación, este puente incluye una banqueta de ancho variable (1.20m a 0.75m), y parapeto metálico; consta de una cimentación a base de pilotes de fricción, dos estribos y cuatro pilas que sirven como apoyo a la superestructura, cuenta con dos trabes portantes y tres portadas entre apoyos. A las trabes portantes se les colocó acero de preesfuerzo, así como a todos los cabezales de las columnas para darle mayor esbeltez al conjunto estructural. En los estribos 1 y 6 se construyeron terraplenes de 80 a 130m de longitud con sus correspondientes muros de contención. 2.- El Puente de Salida (Rampa B-B'), permite una salida expedita al tránsito, del Aeropuerto hacia el centro y sur de la ciudad, inicia en la calle de Puerto México y desemboca al Boulevard Aeropuerto, tiene una longitud de 600m y consta de tres carriles de tránsito con un ancho de calzada de 11.20m en promedio y conformado por 7 trabes, 6 pilas y 2 estribos; su cimentación es a base de zapatas aisladas de sección variable apoyadas en pilotes de fricción de 30.5m en dos tramos, las pilas o columnas son rectangulares de 1.20m x 2.0m con alturas variables, los cabezales son trapezoidales reforzados y postensados; en ambos puentes la superestructura es ta resuelta a base de apoyos tipo GERBER, las trabes portantes son reforzadas y postensadas de sección doble cajón con una longitud de 47.5m y volados máximos de 6m con acabado aparente tipo espejo; las trabes portadas son reforzadas de sección doble cajón y el mismo tipo de apoyo que las anteriores. La transmisión de cargas en los cabezales y apoyos gerber, es a base de apoyos de neopreno de dureza shore 60; en este puente para no intervenir con la vialidad fué necesaria la prefabricación a pie de obra de 7 trabes reforzadas tipo cajón de 25m de longitud y 50 Ton. de peso cada una. 3.- Como parte importante del conjunto, se describe el procedimiento constructivo de la estación denominada "Terminal Aérea" de la Línea 5 del METRO, que facilitará la comunicación entre las zonas oriente y poniente de la Ciudad de México. Esta estación denominada Terminal Aérea, está ubicada sobre el Boulevard Puerto Aéreo, a la en-

trada principal del Aeropuerto, construida en una superficie - de 4700 metros cuadrados y a una profundidad de 8 metros, cons - ta de un acceso en el lado norte y otro en el sur, proporcio - nando acceso directo a los usuarios al Aeropuerto Internacio - nal.

En la Línea 5 del Metro, se utilizaron dos sistemas - constructivos, el Superficial y el Subterráneo; la longitud to - tal de la Línea es de 15.7 kilómetros y cuenta con trece esta - ciones, 5 subterráneas y 8 superficiales; forman parte de las subterráneas las estaciones: Terminal Aérea, Hangares, Valle - Gómez, Misterios y la Raza; las superficiales son: Pantitlán, Oceanía, Aragón, Molina, Consulado, Terminal Autobuses del Nor - te, Instituto Mexicano del Petroleo y Politécnico. Se constru - yeron los tramos superficiales, aprovechando la gran amplitud de la Avenida Consulado, que forma parte del Circuito Interior y la Avenida de los 100 Metros con sus correspondientes puen - tes vehiculares para dar continuidad a la línea, y las estacio - nes subterráneas con el fin de no obstaculizar las vialidades.

ANTECEDENTES HISTORICOS.

HISTORIA DE LOS PUENTES.

Los puentes más antiguos fueron troncos tendidos de una orilla a otra de un riachuelo, o bien los hechos con losas dispuestas sobre piedras.- Otra manera de cruzar los ríos, era tender puentes sobre barcas unidas entre sí.

El Historiador Griego Herodoto (485-425), nos ha legado la más antigua noticia de un puente permanente; el que atravesaba el Eufrates en Babilonia hacia el Siglo VIII, el cual unía la Ciudad Vieja con un Sector Residencial en la orilla Oeste., según documentos antiguos. De menor duración pero técnicamente más interesante fué el Puente de Barcazas, construido por el Rey Persa Darío, en el año -512- que permitió que su ejército atravesara el Bósforo e invadiese el Sudeste de Europa, este puente se construyó con 674 barcazas de 1.4 Km.

Los ríos en las zonas montañosas plantean difíciles problemas que dan lugar a veces a interesantes logros técnicos; al viajar por la India, el Monje Budista Fahsuen, mencionó que en el año 412 vió un puente de 92m, hecho de cuerdas que atravesaba una profunda garganta, estos tipos de puentes colgantes fueron usados en América del Sur, Africa Central, Sudeste Asiático, China e India. Las lianas de la jungla, sirvieron de cables para muchos de esos puentes al igual que tiras de bambú trenzadas.

Los Incas en el Siglo XVI, todavía construían estos puentes para unir calzadas de montañas sobre precipicios.

Los Romanos, desarrollaron de un modo sistemático la técnica de la construcción de puentes.- El Pons Sublicius, construido sobre el Río Tiber en Roma en 621. tenía 150m de longitud era de madera y apoyado sobre pilas de madera hincadas profundamente en el lecho del río.

El Puente Romano más interesante de madera, fué construido sobre el Río Rhen en el año 50, tenía 420m de largo y fué terminado sólo diez días después de que César ordenara construirlo.

La aportación básica de los romanos a la técnica de la construcción de puentes fué el Puente de Arco, hecho con piedras y grandes sillares, de los que se construyeron varios centenares por todo el Imperio.

Grandes bloques de piedra eran encajados unos contra otros -

hasta formar un arco y la piedra central en la cúspide se llamaba "CLAVE", el mejor ejemplo de estos puentes es el PONS FABRICIUS en Roma, actualmente llamado CUATIROCAPI, terminado en el año 62, este puente tiene arcos semicirculares, cada uno con 24m de luz y un pequeño arco central de alivio.

La producción romana de puentes fué muy prolífica y eficiente. Un grupo de eclesiásticos de Francia, se formó para proyectar y construir puentes sólidos y permanentes; su puente más famoso fué el de AVINON, construido en el 1177 sobre el Río Ródano, tenía 21 arcos de los cuales el mayor tenía una luz de 35m.

En Inglaterra el Eclesiástico Peter de Colechurch, quien auspició la construcción del primer puente de piedra sobre el Támesis, el famoso Old London Bridge de múltiples arcos, se terminó en el 129, tras 30 años de trabajos, sus pilas se construyeron sobre montones de cascotes vertidos al agua y asegurados por estacas hundidas profundamente, los 20 arcos góticos tenían una luz que iba de 4.25m a 10.5m, las pilas ocuparon la mitad del ancho del río, fué sustituido en el año 1831.

Giovanni Giocondo (1433-1515), usó el primer arco de segmento en el primer puente de mampostería de Párpis en 1507.

Jean Rodolphet, ingeniero, sustituyó el segmento de arco por la forma elíptica aún más plana y atrevida.- Como ejemplo tenemos el Puente de la Concordia en París, terminado en 1791 por Jean Perronet.

PUNTES DE HIERRO Y ACERO

En 1779 se construyó sobre el Río Sever, el primer puente de hierro, después el hierro forjado sustituyó al hierro como material básico para puentes, ejemplo:

El puente colgante de las Cataratas del Niágara, terminado en 1855 por Jonh Roebling, en el cual tenía una vía en su parte superior y una calzada en la inferior, alcanzaba una luz de 250m, los soportes principales eran cables de hierro forjado. Para puentes de ferrocarril de gran longitud y que han de soportar pesadas cargas, el puente "CANTILIVER" es el más apropiado.- Uno de los primeros puentes de este tipo fué el de acero sobre el Missisipi en St. Louis; construido por James Eads en 1874 y fué el primer puente de acero en el mundo, el claro central tenía una luz de 155m, los cimientos se construyeron sobre el lecho rocoso del río, usando una caja presurizada para poder trabajar.

1.1

PUENTES MODERNOS.

Dos inventos del Siglo XIX, revolucionaron la construcción de los puentes; el cemento Portland y la producción masiva de acero, el cemento es el ingrediente básico del hormigón y con éste pueden construirse pilas, estribos y arcos de piedra "artificial" de las más variadas formas; el hormigón, de calidad es muy resistente a la compresión, pero poco a la tensión, por su parte, el acero resiste a la tensión y compresión y puede utilizarse para construir jácenas o vigas maestras mucho más resistentes que los armazones de madera de la época preindustrial.- Los cables de acero altamente tensables soportan inmensos puentes colgantes.

HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO.

El Ingeniero Francés, Eugene Freyssinet (1879-1962), superó una desventaja aún presente en el hormigón armado (el acero se alarga al ser tensado, por lo que el hormigón que lo envuelve se alarga también y con frecuencia se cuartea), reforzándolo con cables de acero ya tensado de alta resistencia, esta técnica permitió (pretensar) el hormigón, es decir, producir en él unas tensiones internas de compresión antes de someterlo a las cargas de trabajo. El resultado fue un material tan versátil que se usó para construir puentes mas resistentes, más ligeros y arquitectónicamente más satisfactorios.

1.2

LIMITES TEORICOS DE LOS CLAROS DE PUENTE.

Un puente soporta dos cargas; la carga viva o móvil (tráfico que circula por él) y carga muerta, que es su propio peso.

Cuanto mayor es la luz, mayor es la carga muerta; por tanto hay un límite teórico de luz para cada material y cada sistema de construcción.- Los arcos de acero más largos son el Puente Bayonne en Nueva York, de 495m y el de la Bahía de Sidney, Australia de 503m; el límite teórico de luz en los puentes de acero de este tipo, es de 1000m, en teoría, el único problema es su costo, ya que la construcción de un gran arco de acero suele ser muy caro.

El cantiliver de acero más largo es el Puente "Quevec" (Canadá) de 540m, el Límite Teórico de un cantiliver es de 750m.

El arco de hormigón armado de mayor longitud es el Puente "Gladeville" en Sidney (Australia) de 305m.

El moderno puente colgante, es el que admite mayor luz, el más largo es el Verrazano-Narrows en la boca del Puerto de Nueva York, que mide 1298m y el Puente Humber de Gran Bretaña, con una luz de 1410m; las posibilidades de los puentes colgantes son todavía más grandes, se ha considerado que con los materiales actuales se puede conseguir una luz de 3 km.

El sistema de enlace vial de Gravelly Hill, cerca de Birmingham, está formado por vigas tipo caja, soportadas por traveses simples que mantiene diversas uniones una sobre otra y donde numerosas columnas de hormigón sostienen los distintos tramos del sistema conocido popularmente con el nombre de "Conexión Spaghetti", esta obra como todas las enunciadas, son un ejemplo de las posibilidades que encierran la Ingeniería Civil y de Tránsito.

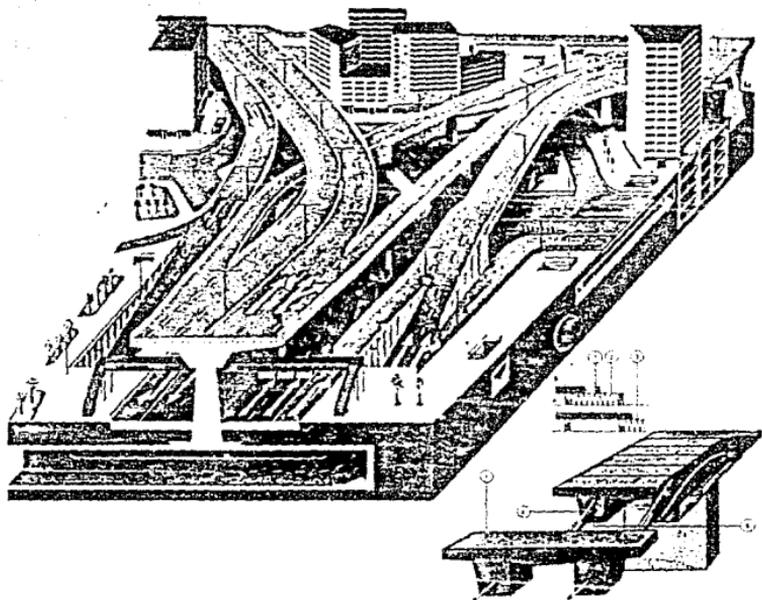
1.3 ESTUDIOS TECNICOS PARA LA CONSTRUCCION DE PUENTES EN GENERAL.

A) Clasificación de Puentes (fuerzas que actúan)

De acuerdo a las fuerzas que actúan sobre la superestructura, la forma en que se transmiten a la cimentación y la magnitud de los esfuerzos que llegan a la infraestructura, los puentes se clasifican en tres categorías: (Figs. A y B)

- 1.- Las cargas verticales que actúan en la superestructura se transmiten de igual forma a las cimentaciones; puentes tipo viga simple y en cantiliver o voladizo. (Fig. B-1 y B-2)
 - 2.- Además de las fuerzas verticales transmitidas a los cimientos por medio de los soportes, hay un empuje horizontal "H" que fuerza a los soportes hacia afuera. Puentes tipo arco y construcción rígida. (Fig. B-3 y B-4)
 - 3.- Las fuerzas verticales se transmiten a los cimientos, pero para conseguir la estabilidad de la estructura -- tiene que asegurarse a la roca o a una masa de concreto; además de que existen fuerzas que tienden a arrancar el anclaje, Puente Colgante. (Fig. B-5)
- 1.1 Viga simplemente apoyada sobre dos soportes (Fig. B-1), La superestructura puede ser de acero u hormigón, descansada sobre los estribos que son los soportes terminales del puente. -- Tenemos siempre dos estribos, uno de entrada y uno de salida que generalmente son de concreto sencillo o armado. Pueden ser de una o muchas luces, si es de varias, los soportes intermedios (entre

CONEXION SPAGHETTI



los estribos) son pilas o pilares de hormigón y las vigas son mutuamente independientes sostenidas en los extremos sobre los pilares y estribos o una viga larga -- puede cubrir varios claros (viga continua), en todos los casos de vigas, éstas deben tener un margen de libertad para ensancharse a causa de temperatura. Para este fin, la viga se fijará en un extremo (pila) y se colocará un columpio, rodillo o apoyo libre en el otro extremo, el puente de viga consiste en un par de vigas que soportan un tendido entre dos pilas, las vigas tienen que resistir tensión en la parte inferior y compresión en la superior; la viga puede ser de tipo cajón o bastidor abierto, este tipo de puente se usa para salvar distancias cortas.

- 1.2 Cantiliver o voladizo (Fig. B-2). puede estar construido por dos pilas o más y dos estribos, el peso de la su perestructura es soportada por dos pilas y la estructura puede estar tan equilibrada que la carga en los estribos puede despreciarse, en caso de que hubiera alguna, las vigas tienen brazos salientes (voladizos) y llevan una viga simple, relativamente pequeña al centro del -- puente. El término "voladizo", se aplica a una estructura horizontal firmemente apoyada a un extremo y no sostenida en el otro, presentándose esfuerzos de tensión en su mitad superior y compresión en la inferior.

2.1 Puentes de Arco.

Estos puentes producen una presión vertical y tienden a ejercer un empuje horizontal en sus soportes, éstos pueden ser de acero, hormigón o madera.

3.1 Puentes Colgantes.

Se componen de cables trenzados cada uno con alambre de alta resistencia, que descansan en cojinetes firmemente fijados en la cima de las torres de acero, los cables cargados tiran hacia dentro de las torres, para contrarrestar esta tendencia, se sujetan los extremos de los cables en bloques de hormigón, se puede añadir un armazón a la estructura haciéndola más rígida para evitar deflexiones y oscilaciones de los cables. La luz más grande de puentes de suspensión es el claro de 1410m -- del puente de Humber en Gran Bretaña y el Golden Gate Bridge en San Francisco, Calif., de 1250m; este tipo de puentes son los que pueden tener las luces mayores, ya que los cables de acero de gran resistencia que tiran hacia el centro y hacia abajo sobre soportes, pueden sostener pesos muy grandes. Existen formas compuestas de puentes; de viga con cantiliver, de viga suspendidos por cables de acero (de brida), puentes móviles como el de la Torre de Londres, que tiene brazos cantiliver o -

o balancín, etc.

B) Clasificación de Puentes. (según el material de construcción)

Atendiendo a los materiales de que pueden construirse los puentes, podemos clasificarlos de la siguiente manera:

- 1.- Puentes de Madera.- Su claro y duración son limitados, su forma puede ser desde vigas sencillas acopladas, hasta -- las armaduras más elaboradas soportadas por cabezales que se apoyan en pilotes.
- 2.- Puentes de Mampostería.- Para claros no muy grandes, cuando la mano de obra es fácil de conseguir y la piedra abundante, se recomienda su construcción; la forma más conveniente y más construída, ha sido el arco de "Medio Punto" para claros mayores, conviene el arco "Parabólico" o el "Elíptico". Como anteriormente se mencionó, los Españoles -- llegaron a salvar claros hasta de 24m, los Españoles, durante la conquista, construyeron en el país puentes y acueductos utilizando el arco de "Medio Punto". (Acueducto de Morelia y Querétaro)
- 3.- Puentes de Concreto Reforzado.- A partir del descubrimiento del concreto y acero laminado se llegaron a salvar claros de más de 30m con losas nervuradas y mayores claros -- utilizando arcos.
- 4.- Puentes Metálicos.- Con armaduras, se han logrado salvar claros mayores, principalmente para ferrocarriles.
- 5.- Puentes de Concreto Preesforzado.- Aprovechando el acero de alta resistencia a la tensión y concretos de mayor calidad, se estudian nuevas técnicas de cálculo para nervaduras de puentes y salvar claros superiores a los 40m y -- logrando claros mayores con vigas GERBER arcos y vigas en voladizo con tramos suspendidos.

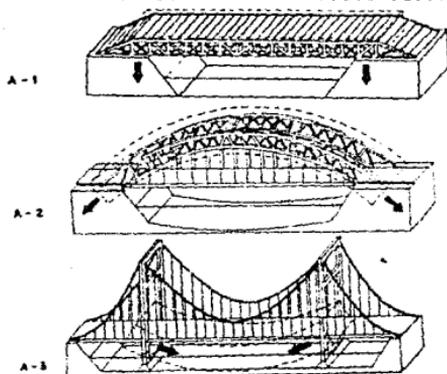


FIGURA (A)

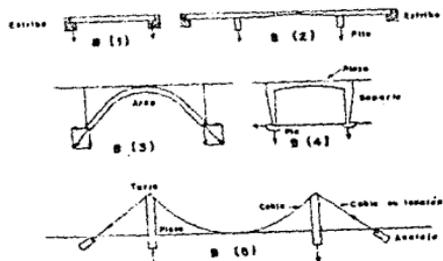


FIGURA (B)

CAPITULO SEGUNDO.

2. - OBJETIVO Y PLANEACION DE LA OBRA.

La construcción del Entronque Aeropuerto como parte de la Línea 5 del Metro, tiene como objetivo principal, atender las necesidades de transportación colectiva y vehicular, ya que no obstante la apertura y ampliación de las líneas del Metro y Ejes Viales, aún persiste este problema debido al acelerado crecimiento demográfico en el área urbana; ante esta dificultad, es imprescindible el uso de la planeación para optimizar las inversiones que estas obras requieran, explotar nuevos caminos que permitan racionalizar recursos e incrementar la seguridad del mismo, sustituir importaciones e impulsar la investigación y tecnología nacional. Para poder planear los nuevos sistemas de transporte colectivo y redes viales, se ha tomado como fuentes de información las encuestas domiciliarias realizadas a través de diarios, volantes y medios de comunicación electrónicos, mismos que se complementan con Estudios Socioeconómicos. En función de estos estudios, las líneas del Metro sirven fundamentalmente a los sectores de población de alta densidad demográfica y a los de menor ingreso económico, de esta forma el 42% de las líneas se ubican en áreas de densidad alta o mayores a 300 habitantes por hectárea, el 41% a sectores de 150 a 300 Hab/Ha. y el 17% a menores de 150 Hab/Ha.; además el 65% sigue a estratos con menores ingresos, el 31% a los de ingresos medios y el 4% a estratos con ingresos elevados.

Los estudios de movilidad y estructuración urbana, se fundamentan en las principales líneas de deseo de viajes en Metro que compitan con el uso del automóvil, se efectúan por medio de mapas de volumen de tránsito, gráficas de generación y atracción de viajes; las observaciones sobre el comportamiento de flujos vehiculares se registra por medio de aforos diarios en toda la ciudad, detectándose vías principales libres y congestionamientos con escasa movilidad, que en la mayoría de los casos es debido a la irregularidad de los trazos y a la falta de continuidad de las avenidas, así como el incremento de vehículos colectivos; lo anterior puede solucionarse si se contara con una Red Ortogonal y continúa de calles que faciliten la circulación.

Con los estudios mencionados, se detallan las zonas donde se genera el mayor número de viajes que dan sustento a los denominados corredores de transporte; por lo que fueron diseñados 34 Ejes Viales, además de la Red Vial existente, cuyo trazo se inclina a las necesidades reales del usuario. Con apego a estos modelos, fue posible determinar el horizonte de planeación para el año 2000, fecha en que la red deberá alcanzar una longitud de 315 Km en un total de 15 Líneas en el D.F. y 3 en el Edo. -

de México, 274 Estaciones y 838 Trénes que atenderán una demanda de 13.3 millones de pasajeros diarios.

Para hacer frente a este problema fué creado el Plan Rector de Vialidad y Transporte, que se complementa con el Programa Maestro del Metro que es un instrumento rector de carácter dinámico para la ampliación sistemática de las redes del Metro, que preve como toda herramienta de planeación, revisiones para mantenerlo actualizado y acorde con las necesidades y condiciones que la ciudad presente; a la fecha, el Metro constituye la columna vertebral del transporte por su rapidez, regularidad y capacidad, teniendo como metas principales desestimar el uso del transporte individual y brindar un mayor servicio, contar con el transporte interurbano para evitar congestionamientos y saturación de líneas, mismas que de acuerdo a los criterios del programa, deberán aumentar las opciones de traslado hacia los centros de trabajo, servicio y recreación; en el ámbito tecnológico y financiero, el objeto del Plan Maestro, es incrementar el desarrollo de la tecnología e industria nacional, que a su vez promueva la sustitución de importaciones y la generación de empleos.

Conforme a las estadísticas, en 1979, el D.F. contaba con 9.5 millones de habitantes y casi 2 millones de vehículos a los -- que correspondió una superficie vial de 94 m2 por automóvil, -- para el año 2000, se llegará a 23 millones de personas y habrá aproximadamente 11 millones de vehículos a los que solamente les corresponderá 20 m2. A todas luces el panorama es desalentador por lo que es urgente poner en práctica las medidas de regularización que se proponen en el Plan de Desarrollo Urbano, Plan Rector de Vialidad y Transporte y el Programa Maestro del Metro; para lograr un desarrollo armónico de la ciudad.

En el Programa Maestro del Metro, se determinaron las etapas de ampliación de la red, distribuidas de la siguiente manera:

La Primera Etapa; obras realizadas entre 1967 y 1970.

Zaragoza - Observatorio	Línea 1	Subterránea.
Tacuba - Tasqueña	Línea 2	Subt. y Superficial.
Centro Médico - Tlatelolco	Línea 3	Subterránea.

La Segunda Etapa; se inicia en 1977 y comprende las obras:

Martín Carrera - Sta. Anita	Línea 4	Elevada.
Pantitlán - Politécnico	Línea 5	Subt. y Superficial.
Inst. Mx. del P. - Rosario	Línea 6	Subterránea.
Tlatelolco - I. Verdes.	Línea 3	Subt. y Sup. (amp. norte)
Hospital Gral. - Zapata	Línea 3	Subt. (ampliación sur)

La tercera Etapa; se inicia en 1982 a 1985 y comprende:

Zaragoza - Pantitlán	Línea 1	Subterránea (amp. sur)
Tacuba - Cuatro Caminos.	Línea 2	Subterránea (amp. pte)
Zapata - Universidad	Línea 3	Sub. y Túnel (amp. sur sur)
Tacuba - Barranca del M.	Línea 7	Túnel.

La cuarta Etapa; se inicia en 1985 a 1988 y comprende:

I. Politéc. - M. Carrera.	Línea 6	Subterránea (ampl. sur)
Tacuba - el Rosario.	Línea 7	Túnel (ampliación nte.)
Pantitlán - Zaragoza	Línea 9	Elevada, Sub. y Túnel

Con esta Cuarta Etapa, se logró una longitud total de 141 Km - terminados frente a 142 calculados, con una capacidad diaria - de servicio de más de 8 millones de personas de un total de 28 millones de viajes persona-día, considerando 12 medios de transporte; la ampliación del Metro es un proyecto no sólo a corto plazo ni de una Administración, es un proyecto de gran alcance que poco a poco se ha convertido en la "espiná dorsal" del - transporte en la Ciudad de México.

Se tiene planeado el Segundo Horizonte (1988-1994), que contempla la ampliación de algunas líneas y la ejecución completa de la Línea 8 y la 10 para llegar a un total de 197.9 Km. Los trabajos de planeación en el corto, mediano y largo plazo, destierran la improvisación y el capricho, toda vez que permiten - identificar las alternativas de acción y realizar el proceso - de toma de decisiones que más adelante se detalla.

Adicional a los estudios Socioeconómicos, sociodemográficos y de movilidad, se debe analizar la factibilidad técnica de cada una de las etapas, es decir, la posibilidad de realizar trabajos en función de las características físicas de ubicación y del entorno donde se localiza. Asimismo se contempla el tipo - de línea más conveniente: Elevada, Superficial, Subterránea o túnel, así como los requerimientos técnicos y de equipo y a la vez se determina, diseña y ejecuta cada una de las líneas planeadas, de acuerdo con:

- Análisis de secciones transversales y división de tramos.
- Análisis de pendientes.
- Interferencias con obras viales actuales y futuras.
- Análisis estratigráficos.
- Interferencia con instalaciones municipales.
- Interferencia con otras líneas.
- Estimación de volúmenes de tránsito y desvíos posibles.
- Definición de estructuras factibles por tramo.

Además de cumplir con los lineamientos antes establecidos, la Línea 5 del Metro, al enlazarse con otros medios de comunicación en los puntos limítrofes entre el Edo. de México y el D. F., merece una especial consideración, desde el punto de vista

Político, ya que puede hablarse de dos entidades federativas; en la realidad ambas forman, económica y socialmente, un todo. En uno y otro existe un flujo ininterrumpido de ciudadanos que son la fuerza de trabajo necesaria para generar. aquí y allá - riqueza materializada en la producción de bienes de consumo, o consumidores potenciales de bienes y servicios que en infinidad de operaciones comerciales vigorizan nuestra economía lo anterior permite a quienes viajan en autobuses suburbanos o autos particulares a nuestra ciudad, continuar con su viaje en el Metro, planeándose la construcción de enormes estacionamientos y paraderos para permitir el intercambio y de esta forma disminuir el número de vehículos que circulan e interfieren en las calles del D.F., reduciéndose además los índices de contaminación ambiental. La Línea 5 tiene una longitud de 15.7 Km, 13 Estaciones de las que 4 son de correspondencia (Pantitlán, Consulado, La Raza e I.M.P.).

Esta Línea incluye la construcción de un nuevo tramo de vialidad del Circuito Interior y la Av. de los 100 Mts., con las correspondientes obras complementarias (estacionamientos, puentes peatonales y vehiculares elevados y subterráneos, alumbrado, señalización y jardinería).

Además del fin social, esta vialidad mejorará notablemente la comunicación de la zona Ote y nor-ote de la ciudad, con el nuevo tramo de 3 Km que consta de 3 carriles de alta y baja velocidad y dos de baja en cada sentido, se dará continuidad al circuito de la Raza al viaducto Miguel Alemán e inicio de Rfo Churubusco, asimismo, aumentará la movilidad vehicular en la Av. de los 100 Mts. en ambos sentidos. Como parte esencial de esta vialidad el Entronque Aeropuerto coadyuvará a facilitar un acceso más directo al Aeropuerto Internacional, desde cualquier punto de la ciudad, eliminando rodeos y cruces que eran la causa de grandes congestionamientos viales; únicamente de Hangares a Consulado, fué necesario contruir 2 puentes elevados (Entronque Aeropuerto) y 5 pasos a desnivel para darle continuidad a la Línea 5 del Metro.

Paso a Desnivel Hangares, de 431m de longitud.

Paso a Desnivel Quetzalcoatl, de 330m de longitud.

Paso a Desnivel Oceanía, de 360m de longitud.

Paso a Desnivel Tlacos, de 400m de longitud.

Paso a desnivel Eduardo Molina, de 350m de longitud.

INVESTIGACIONES COMPLEMENTARIAS Y ESTUDIOS DE APOYO.

2.1 ESTUDIOS TECNICOS PARA GENERAR EL ANTEPROYECTO DE LOS PUENTES.

Las actividades encaminadas al estudio y a la construcción de puentes, se divide en:

- 1.- Estudios de Campo.
- 2.- Estudios de Gabinete.

2.1.1 Estudios de Campo.

Son la base del proyecto y éste a su vez de la construcción, - los estudios de campo son:

- a) Topográfico.
- b) Hidráulico
- c) Geológico
- d) de Construcción.
- e) de Tránsito.

A) Estudios Topográficos.

Es la elección del lugar más conveniente, tomando en cuenta el claro que es necesario salvar y el desarrollo del trazo de acceso al puente, es un estudio de costos, combinando diferentes alternativas, costo de A-B, pasando por D o pasando por C, eligiendo el recorrido más corto, pendientes y curvas menores, etc., considerando las ventajas y desventajas desde los puntos de vista técnico y económico.

Desde el punto de vista economía, hay que tener en cuenta que un puente es sólo parte del camino, es decir, habrá más de un lugar viable para construirlo y no debe considerarse que el cruce más barato sea aquel que sólo exija el puente más económico, puede suceder que tal cruce requiera de un trazo en sus accesos, -- que lo convierta en antieconómico por el elevado costo de estos tramos. Debe considerarse además, los caminos de acceso y el movimiento de tierras, ambas actividades nos pueden incrementar considerablemente el costo.

Al hacer el reconocimiento previo, el ingeniero hará un croquis donde aparezca la zona recorrida, mostrando la configuración del terreno, obstáculos por salvar, secciones transversales, perfiles longitudinales y en ocasiones es necesario presentar curvas de nivel que revelen la conformación del terreno, perfiles y alineamientos, anotando los trazos que cada cruce requiere.

Con estos datos preliminares, se procede a efectuar -

los estudios topográficos de cada cruce viable. Estos estudios corresponden fundamentalmente a los planos - configurados, que tienen por objeto decidir la ubicación más factible.

En la solución del Entronque Aeropuerto, constituido por la Estación Terminal Aérea y Puentes de acceso, el anteproyecto geométrico del trazo topográfico, propone la ruta que seguirá la vía, el conjunto de planos preliminares y el proyecto de trazo topográfico; se elaboran los alineamientos horizontal y vertical, y además se localizan todas las posibles afectaciones, - tablas de clotoides y coordenadas, control de hundimientos, equipo de instrumentación y recomendaciones para controlar las construcciones cercanas al trazo y a las vialidades.

B) Estudios Hidráulicos.

Cuando los puentes involucran el cruce de un río, es importante el estudio hidráulico de éste, para conocer el caudal o gasto máximo durante las avenidas, frecuencia, velocidad, duración y niveles a que llega el agua, zonas que inunda, dirección de la corriente en crecientes, secciones del cruce en estudio y alineamientos; En las obras de la Línea 5 del Metro, estos estudios se enfocan a la solución de interferencias - hidráulicas (colectores, atarjeas, redes de agua potable, etc.), conformando el proyecto de nuevas redes y desvíos puntuales; una vez definidas las interferencias, se pueden determinar las características de la obra.

C) Estudios Geológicos.

Para proyectar con seguridad y economía la cimentación de un puente, es indispensable conocer los tipos de terreno en que éste deberá asentarse para prevenir la zocavación, principal falla de un puente esto independientemente de la profundidad del cimiento, lo que obliga al proyectista a conocer las resistencias de los materiales de sustento; por lo tanto, estos estudios nos definen el tipo de la cimentación y en algunos casos el de la subestructura, ya que están encaminados a precisar con exactitud la formación geológica de la zona; para determinar estas formaciones existen varios métodos:

- Pozos a cielo abierto.- se hacen con pico y pala y -- tienen poco uso.
- Sondeos con barrena de mano .- En este método el utensilio de ataque está conectado al extremo inferior de un tubo de acero, dicho utensilio está formado por láminas de acero con su extremo inferior acabado en punta,

al conjunto se le puede acondicionar un manubrio con el que se imprime un movimiento de rotación alrededor del eje de los tubos, debido a la presión vertical, el conjunto penetra en el terreno; con esta barrera se pueden obtener muestras en mantos de arcilla y limos.

- Sondeos con máquina rotatoria.- El instrumento de ataque se introduce en el terreno por rotación o percusión, según el terreno que se atraviese, colocado el instrumento de ataque dentro de un tubo de ademe, al avanzar el barreno se hace bajar el tubo de ademe, si el material atravesado requiere ser ademado.

La herramienta de ataque debe ser diferente según el material por perforar; para limos, tepetate suave, se emplearán barrenos con dos aristas biseladas. Para rocas (granito, arenisca dura, caliza, pizarras, lutitas, etc) se emplearán barrenos con corona de diamante que permiten sondeos de 5cm hasta 7.6cm de ϕ , existen tres tipos de barrenos: Taladro de Muecas y Postas, Corona de Diamante y el Taladro de Diente de Sierra.

El valor práctico de las muestras del subsuelo, depende principalmente de su obtención sin daño en su estado natural.

D) Estudios de Construcción.

Son estudios enfocados a los siguientes factores:

- 1) Materiales disponibles en calidad, cantidad y costo, saber si existen bancos de grava y arena, piedra para mampostería y suficiente agua, madera para la obra falsa y laminadoras que suministren el acero de refuerzo y finalmente debe investigarse la existencia y precios de herrajes (clavos, tornillos, pernos, etc.) indispensables para la construcción de obras falsas y moldes (tarimas).
- 2) Acceso a la obra, medios de transporte para llevar a la obra los materiales de construcción, el equipo y herramientas necesarias, así como vías de comunicación más próximas. (teléfono, radio, etc.)
- 3) Sueldos y jornadas de la región, este aspecto es de fundamental importancia para todo el personal, (albañiles, carpinteros, cabos, herreros, mecánicos, operadores de dragas, traxcavos, malacates, etc.), soldadores, sobrestantes de ma-

niobras, etc.

- 4) Condiciones dominantes de la región, si existen talleres mecánicos o poblaciones cercanas para conseguir combustible, refacciones, etc., interferencias (teléfonos, C.F.E.) y condiciones climatológicas (época de avenidas y lluvias); lo anterior obliga a programar, considerando sólo una parte de los días hábiles del calendario y tomar precauciones especiales durante los colados.

E) Estudios de Tránsito.

Cuando se decide la construcción de un camino, deben tenerse las características de él, tales como cantidad de vehículos, número de bandas o fajas de circulación, ancho de las mismas, velocidad de operación, tipo de vehículo, etc.

Se deduce que un camino que sólo servirá a pequeñas comunidades (pueblos, fincas, minas, fábricas) debe soportar un tránsito moderado de 25 a 50 vehículos por día; este puente será diseñado para una sola faja de tránsito; procurando que haya una buena visibilidad en los tramos cercanos a la estructura, los camiones tendrán un peso aproximado de 6 a 10Ton. - incluyendo su peso propio; por lo tanto, la banda tendrá un ancho de 3.05m y la carga de proyecto será la H-10.

En puentes para dos bandas de circulación y velocidad de operación de 40 a 60km/h, basta que tenga 6.70m de ancho de calzada y la carga de proyecto será el tipo de camión H-15 (13.67Ton. de peso total, incluyendo al camión mismo); no se permitirá dar un ancho que siendo mayor de 3.05m, no permita el cruzamiento de dos vehículos (4.5 a 5m), lo que sería desperdiciar el terreno.

La calzada de los puentes debe proyectarse para un número entero de bandas de circulación.

Debe preverse que con el tiempo aumentará el número y el peso de los vehículos, la carga normal de diseño será la HS-15 y en algunos casos, la HS-20, al ancho de la calzada recomendable será de 7.5 a 8.0m, según el caso, estos anchos permiten el cruzamiento dentro de los puentes a velocidades de 70 a 90 km/h. En caso de existir poblaciones cercanas, el puente debe tener banquetas para peatones.

2.1.2 Estudios de Gabinete.

En cualquier obra de ingeniería que se proyecte, se deberá tener la seguridad de que cumplirá con los fines para los cuales ha sido proyectada; objetivos tales como funcionalidad y vida útil. En lo que respecta a la vida útil, el Ingeniero Proyectista considerará un determinado número de años durante los cuales su proyecto estará en servicio y que se determinará mediante un estudio de planeación.

Por lo general las obras de ingeniería se utilizarán durante un largo tiempo, por lo tanto será necesario saber su comportamiento durante su vida útil, tanto de la estructura como del terreno sobre el cual se construye.

El comportamiento de la estructura se determina mediante el análisis, utilizando parámetros para el diseño, tales como:

A) Tipo y característica de la estructura a construir.

Queda definido desde el punto de vista arquitectónico sobre la base de considerar; la finalidad y/o objetivos de la misma, su funcionalidad, optimización y el uso de materiales diversos.

B) Cargas muertas o permanentes.

Esta acción incluye el peso propio de los elementos estructurales que van a actuar de manera permanente en la construcción, como son: columnas, travesaños, parapetos, cabezales, sistemas de alumbrado (POSTES), pavimento, acabados, desgastes superficiales, repavimentación, etc., debiéndose considerar en todos los materiales su contenido de humedad para determinar la carga muerta.

C) Características Mecánicas y Físicas del subsuelo.

Son básicas para determinar la interacción causa-efecto suelo-estructura; para conocer estas propiedades que influyen en la construcción de las estructuras en el D.F., se han tenido que realizar estudios Geotécnicos por medio de sondeos, conforme a estos estudios, el Valle de México se ha zonificado de la siguiente manera:

Zonificación Geotécnica del Valle de México.

Todos los materiales acumulados y depositados en la Cuenca durante el Pleistoceno (depósitos areno-limosos), alcanzan espesores de varios cientos de metros

En el centro de la Ciudad de Mexico, se encuentra - la parte superior de estos depósitos a profundida - des mayores a 35m, los sedimentos lacustres de gra - no fino que los subyacen, son el producto de sedimen - tación de efusiones volcánicas de partículas ultra - finas de lava basáltica y de materiales muy finos, transportados por el agua.

Mediante exploraciones y sondeos recientemente efec - tuados con objeto de determinar el tipo de cimenta - ción para estructuras diversas de la Ciudad de Me - xico, se ha logrado una información bastante preci - sa de las características de los materiales que for - man el subsuelo en el área urbana, dividiéndose en - tres zonas, atendiendo a estratigrafía y propieda - des del subsuelo.

- 1) Zona de Lomas.- Formada por materiales de origen vol - cáncico (abánicos y corrientes lávicas), dando por re - sultado terrenos compactos, areno-limosos con alto contenido de grava o tobas pumíticas bien cementa - das, la capacidad de carga y resistencia al corte - del terreno es elevada, sin embargo debido a la ex - plotación de minas de arena y grava, algunas zonas presentan una serie de galerías, salones y túneles que se encuentran en equilibrio inestable por no es - tar además y se hallan a profundidades de 6 a 12m.
- 2) Zona de Transición Progresiva.- Su estratigrafía -- tiene variaciones importantes tanto en su dirección horizontal como en profundidad. Se encuentran super - ficialmente depósitos arcillosos o limos orgánicos cubriendo a estratos de arcilla volcánica muy com - presible y de espesores variables, intercalados con capas de arena limosa o arena limpia sobre mantos - de grava y arena, una mala consideración de los es - tratos ocasionaría problemas de asentamientos dife - renciales en las construcciones, aún cuando no se to - caliza nivel freático en esta zona, se llegan a en - contrar mantos colgados, principalmente cercanos o sobre antiguos lechos de ríos.
- 3) Zona de Lado.- En esta zona aparecen generalmente - cinco estratos principales denominados a partir de la superficie del terreno: Manto Superficial, Forma - ción Arcillosa Superior, Formación Arcillosa Infe - rior, Capa Dura y Depósitos Profundos.

Esta zona está compuesta por depósitos areno-arci - llosos o limo-arenosos con restos arqueológicos re - llenos artificiales, arcillas volcánicas compres - ibles y de espesores variables, de consistencia en - tre blanda y media, intercalados mantos o lentes de

arena, subyaciendo una capa rígida de suelo limo-arenoso compacto. En algunos casos, se encuentra arcilla volcánica compresible a mayor profundidad que la capa rígida, al nivel freático se localiza a los dos metros de profundidad aproximadamente y la capacidad de carga y resistencia al corte es baja.

En base a lo anterior, se puede decir que la Ciudad de México descansa en un valle de origen lacustre, donde al sedimentarse cenizas volcánicas se forman los depósitos de arcilla blanda y compresible cuyas propiedades ampliamente estudiadas - MARSAL (1959) - condicionan el comportamiento peculiar de las estructuras de la Ciudad; la cohesión de esta arcilla es básica para el análisis de problemas constructivos relacionados con: excavaciones, cimentaciones por pilotes de fricción, túneles y lumbreras, etc.

Tradicionalmente la resistencia al corte de la arcilla del Valle de México ha sido representada por su cohesión, ésta se obtiene en su mayoría a partir de ensayos de laboratorio, practicados sobre muestras inalteradas. En algunas ocasiones cuando la importancia y trascendencia del problema lo requiere, se han hecho determinaciones en sitio, mediante el aparato denominado "Veleta", MARSAL (1959), SANTOYO -- (1969).

Generalmente la sección del método de ensayo de laboratorio para determinar la cohesión de la arcilla, está en función de la preferencia del consultor, del equipo disponible y de la naturaleza del problema constructivo por analizar.

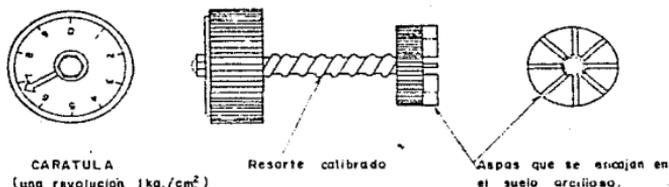
Durante los programas de exploración para la construcción de las obras del METRO, se han ejecutado ensayos para determinar la cohesión según tres métodos de laboratorio: Torcómetro, Compresión Simple y Corte Directo no drenado.

Descripción de los tres procedimientos de laboratorio, usados para determinar la cohesión de la arcilla en la exploración del METRO.

Los ensayos de Compresión Simple y Torcómetro, son comúnmente usados en los laboratorios de mecánica de suelos del país, en cambio el ensayo de Corte Directo, sólo se usa en institutos de investigación.

En los tres ensayos, se emplean probetas de suelo inalterado.

TORCOMETRO (torc.)



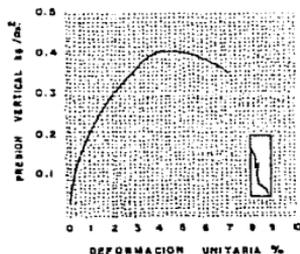
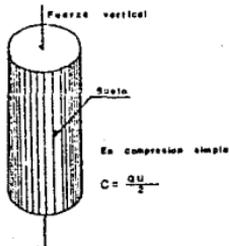
TORCOMETRO.

También llamado veleta de laboratorio, se emplea para determinar la resistencia al corte de suelos cohesivos.

Mecánicamente, es un resorte helicoidal calibrado - que en uno de sus extremos tiene un disco con navajas que se encajan en el suelo y en el otro una carátula graduada con la cual se aplica y mide el par necesario para romper el suelo.

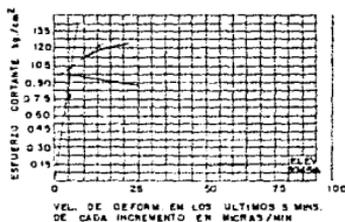
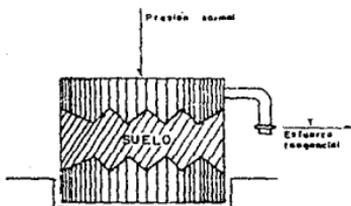
La torsión aplicada al resorte se va incrementando manualmente a razón de 360° por min.

La cohesión (Torc.), se determina por la lectura directa en la carátula del torcómetro, la cual tiene divisiones a cada 0.1kg/cm². Este aparato fué desarrollado por WILSON y MARSAL.



COMPRESION SIMPLE ($q_u/2$)

CORTE DIRECTO (C.D)



Consiste en comprimir en dirección de su eje, a un espécimen cilíndrico de suelo, generalmente de 3.5 cm de ϕ y en relación de esbeltez 2.5, a la velocidad de deformación de 1mm/min, determinándose la resistencia que opone el suelo al deformarse.

La cohesión del suelo ensayado se considera como la mitad del valor máximo de la resistencia que alcanza en compresión simple ($q_u/2$).

CORTE DIRECTO. (C.D.)

Se efectúa en probetas de suelo cilíndricas de 6.3cm de ϕ y 2.5cm de altura, las cuales son cortadas transversalmente a su generatriz.

Las bases de la probeta se labran en forma de dientes de sierra, para su mejor adaptación al aparato de corte directo.

En los ensayos de corte efectuados para las obras del METRO, se usaron bases metálicas y rodeando a la muestra una membrana de hule reforzado con alambre para restringir deformaciones radiales.

La muestra se monta en un equipo de corte directo, aplicándole una presión vertical normal al plano de corte y mediante carga controlada, se aplican periódicamente incrementos de carga horizontal hasta provocar la falla de la muestra.

El valor de cada incremento es de 1/10 de la carga - estimada de falla y se le deja actuar libremente 10 min. durante los cuales se mide la deformación horizontal que provoca en la muestra. Al término, se aplica un nuevo incremento y así sucesivamente, hasta que la probeta falla por cortante. Con los resultados anteriores, se dibuja la velocidad media de deformación en los tres últimos minutos del incremento contra el esfuerzo cortante correspondiente.

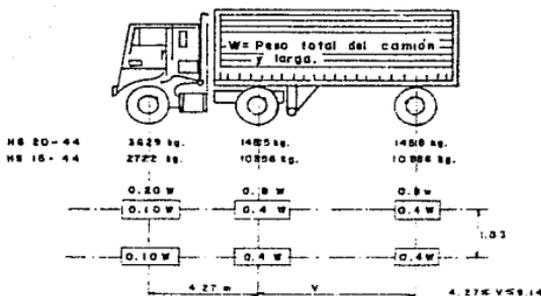
En función del cambio de la velocidad media de deformación se determina gráficamente el punto de fluencia, cuyo valor correspondiente de esfuerzo cortante se define como cohesión (C.D.). Podemos concluir que el método más exacto para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de las arcilla, es con Torcometro.

D) Comportamiento de la estructura bajo solicitaciones de servicio, carga viva (móvil).

Esta consiste en el peso de la carga aplicada por -- los vehiculos en movimiento, así como la de los transeúntes, también es necesario considerar las cargas vivas que se pueden presentar de manera esporádica - durante el proceso de construcción, tal es el caso - del peso de los materiales que se almacenan temporalmente durante la ejecución de la obra.

En los puentes, las cargas vivas pueden tener distinto origen, pero normalmente las cargas más pesadas - son producidas por camiones; las normas para puentes especifican que en el diseño se considere una línea continua de camiones y aplicada la carga, de tal manera que produzca las condiciones más desfavorables en la estructura; por lo tanto, en el análisis habrá que sostener distintas líneas de influencia. Hay dos clases de cargas para vehiculos, las denominadas con la letra "H", seguida de un número que indica el peso total del camión en toneladas de 2000 Lbs.; por ejemplo, H20-44, indica una carga rodante debida a - un camión de dos ejes y de 20Ton. (Inlqesas); (1 Ton. Inglesa = 2000 Lbs. = 907.2 Kgs) o más cargas equivalentes y la carga H-S, que consiste en un camión tipo con semirremolque o en unas cargas equivalentes, donde el número es el peso en toneladas Inglesas del camión tractor, la carga total especifica se distribuye en el caso de camiones de dos ejes y se supone que el eje delantero aplica 0.2W de la carga total y el eje trasero 0.8W. (W = peso total del camión)

Distribución de cargas H-S en un camión con remolque.



Aplicación de las cargas.

Al calcular los esfuerzos en la estructura, la carga equivalente por banda de circulación o los vehículos tipo, deben considerarse como una unidad, de manera que no puedan tomarse fracciones de carga equivalente, ni fracciones de carga de los vehículos tipo.

Las cargas equivalentes por banda de circulación, deben modificarse de acuerdo con las siguientes indicaciones para aplicarse a claros continuos; las cargas equivalentes deben consistir en las cargas indicadas en las figuras correspondientes y en una carga adicional concentrada de igual intensidad a la incluida en la carga equivalente, colocada en un punto tal, que se produzca un momento negativo máximo en la acción de los apoyos.

El tipo de carga que debe usarse en el proyecto de la estructura es aquel que produzca las máximas solicitaciones en los tramos, ya sean las cargas equivalentes o los vehículos tipo. Es usual la carga H-15 que corresponde a la H-15 adicionada de la de un semi-trailer (S). Esta carga se coloca en la condición más desfavorable para el diseño de cada elemento estructural. Las normas piden que también se analicen los efectos producidos por una carga uniforme y una carga concentrada que representan la acción de una línea de camiones.

Para la H-10, estos valores son 480kg/m y 4100kgs.-

Para claros continuos, la carga equivalente podrá - ser continua o discontinua, de modo que produzca el esfuerzo máximo y la carga o cargas concentrada se colocarán en el punto que produzca el esfuerzo máxi- mo.

Reducción de la intensidad de carga.

En los miembros sujetos a esfuerzos máximos, al car- gar varias fajas de tránsito simultáneamente, se pue- den usar los siguientes porcentajes de los esfuerzos producidos por la carga móvil, en vista de la poca - probabilidad de que coincidan simultáneamente los ca- miones en todos los carriles.

Uno o dos carriles	100%
Tres carriles	90%
Cuatro carriles	75%

La carga equivalente consiste en una carga uniforme combinada con una carga concentrada (o dos concentra- das en claros continuos), colocadas en tal forma que produzcan esfuerzos máximos.

E) Comportamiento de la estructura por Sismo.

La carga sísmica es una carga dinámica que se induce en la estructura como resultado de la vibración del suelo.

Esta vibración se puede representar por un acelero- grama que se registra en un instrumento de captación de movimientos fuertes. A partir del acelerograma, se puede obtener el espectro de respuesta de una estruc- tura en el cual debe tenerse en cuenta el amortigua- miento o la vibración de la misma. El trazo del espec- tro de respuesta, se puede suavizar para facilitar - su uso en el diseño de estructuras.

El acelerograma depende de las características del - suelo.

Interacción Suelo-Estructura.

El concepto de Interacción Dinámica Suelo-Estructura, ha surgido al notarse los efectos que tienen las pro- piedades de la estructura y las condiciones locales - del suelo, en el movimiento del sistema.

Estructura - Cimentación - Suelos.

Las propiedades del subsuelo afectan la respuesta sísmica de una estructura en tres formas distintas:

- 1) Influenciando las características y el contenido de frecuencias del Sismo.
- 2) Modificándola según el tipo y la forma de cimentación.
- 3) Cambiando el período fundamental y el amortiguamiento efectivo de la estructura.

El efecto (a) se incorpora en el diseño usando espectros o coeficientes sísmicos para diferentes tipos de suelos, es común definir en los códigos tres tipos: Suelo Firme, Suelo Intermedio y Suelo Blando.

El 2º efecto conduce a la consideración de efectos torsionantes mediante excentricidades accidentales. Para edificios con losas de cimentación rígidas con grandes dimensiones o con cimentaciones profundas, este efecto conduce a una disminución de las aceleraciones horizontales.

El tercer efecto se toma en cuenta calculando el período y amortiguamiento de la estructura, incluyendo la flexibilidad de la cimentación.

Métodos de análisis.

En términos generales, los métodos de análisis se pueden agrupar en tres categorías:

- 1) Carga Estática Equivalente.
- 2) Análisis Dinámico Modal.
- 3) Análisis de Tiempo e Historia.

El Método de la Carga Estática Equivalente, fué desarrollado por la Asociación de Ingenieros Estructurales del Sur de California y está basado en una envolvente conservadora del espectro de respuesta.

El Análisis Dinámico Modal, consiste en establecer un modelo matemático en el que el sistema de masas de la estructura se concentra en cada piso, teniendo cada masa un grado de libertad.

Usualmente el uso del Análisis Modal se limita en los códigos, reduciendo el período del edificio -- que no sea mayor que cierta proporción del período

determinado en el análisis de carga estática equivalente. Esta reducción hace que no sea atractivo el costo de este análisis frente a las limitaciones que se le aplican, por lo que el uso del mismo se reserva para estructuras de formas poco convencionales.

El método de Tiempo e Historia tiene en consideración la respuesta inelástica de la estructura, en la historia del terremoto que se está utilizando.

Como el terreno que puede afectar a una estructura en el futuro es de características desconocidas, la confianza que se puede depositar en métodos que usen acelerogramas conocidos es limitada; no hay duda que el método de la carga equivalente al basarse en una envolvente conservadora del espectro de respuesta, es el método sencillo y de relativa seguridad, lo que justifica la aceptación universal que ha tenido hasta el momento.

F) Comportamiento de la estructura por viento.

Las siguientes fuerzas laborales serán aplicadas a todas las estructuras, excepto si se indica lo contrario con relación a los requisitos de contraviento. Estas fuerzas se consideran actuando en un plano horizontal y en cualquier sentido.

- 1) La fuerza de viento en la superestructura se supone como una carga horizontal móvil igual a 150 Kg/cm^2 , es una y media veces el área de la estructura vista en elevación, incluyendo el sistema de piso y los parapetos; y la mitad de área de todas las armaduras o vigas.
- 2) La fuerza lateral debida a la carga móvil y la fuerza de viento obrando sobre ésta, se consideran actuando a la altura de 1.83, sobre el piso y será como se ve a continuación:

$$\text{Puentes Carreteros} = 300 \text{ Kg/m}$$

- 3) La fuerza total del viento supuesta, no será menor de 450 kg/m en el plano de la cuerda cargada y de 225 kg/m , en el plano de la cuerda sin carga tratándose de claros con armadura, y no será menor de 450 kg/m en claros con vigas de alma llena.
- 4) Para calcular el efecto de voltéo de las fuerzas laterales en postes y anclajes de torres de viaducto, éstas se consideran cargadas en la faja de tránsito del lado de sotavento, con una carga uniforme de 600

kg/m de la faja de tránsito. Solo cuando se requiere aumentar el empuje neto hacia arriba.

- 5) Se consideran de 250 kg/m en la estructura descargada, aplicada como se especifica en el inciso 1), siempre que produzca fuerzas mayores que la acción combinada y el viento y fuerzas laterales de los párrafos 1 y 2.
- 6) Una losa de concreto reforzado fijada en una forma efectiva a su soporte, o un piso de acero en las mismas condiciones, se puede considerar que resistirá junto con la estructura las cargas de viento especificadas en el inciso 2).

G.- Otras fuerzas accidentales.

1) Fuerzas Térmicas.

Se tendrá en cuenta los esfuerzos y los movimientos debidos a las variaciones de temperatura.

Tanto el incremento como el descenso de la temperatura con respecto al valor de ésta durante el montaje, se estudian para cada lugar de obra.

Debe tenerse en cuenta la diferencia entre la temperatura ambiente y la que existe en el interior de los miembros del concreto de la estructura.

Las estructuras de concreto se considera que experimentan variaciones de temperatura del 60% de las variaciones correspondientes en las estructuras de acero.

2) Empuje de Tierras.

Las estructuras diseñadas para retener terraplenes, se proporcionan para que soporten estas presiones dadas por la fórmula de "RANKINE", ninguna estructura se diseñará para una presión menor de la producida por un fluido de 500 kg/m³

Quando el tráfico de la carretera pueda llegar a una distancia de la parte superior de la estructura igual a la mitad de la altura, la presión se ve aumentada por una presión debida a la carga móvil igual a no menos de 60cm de tierra.

Quando la transición de la carretera al puente se resuelve por medio de una losa de concreto armado apoyada por uno de los extremos en el puente, no es necesario considerar la sobrecarga producida por la

carga móvil. En todos los diseños se proveerá de un dren para el material de relleno por medio de agujeros y roca quebrada o drenes de grava.

3) Fuerzas Longitudinales.

Debe proveerse el efecto de una fuerza longitudinal igual al 5% de la carga móvil en todos los carriles usando carga equivalente con concentración para el momento y no se tomará en cuenta el impacto, esta fuerza se considera actuando a 1.22m sobre el piso.

La fuerza obtenida tiene como restricción que todo el tráfico lleve la misma dirección.

La fuerza longitudinal debida a la fricción de los apoyos, también debe ser considerada para el diseño.

CAPITULO TERCERO.

3.- PROGRAMAS Y AVANCES DE OBRA.

3.1 DIRECCION DE OBRA.

Es el conjunto de funciones mediante las cuales se logra la realización efectiva de lo planeado.

Con esta autoridad cuyas decisiones son ejercidas en base a -- tres acciones fundamentales: la información, la experiencia y la conciliación de intereses. Se podrá llevar a cabo la realización física de la obra en los plazos establecidos con eficiencia, seguridad y economía, bajo las normas indicadas en las especificaciones y proyecto correspondientes. La Dirección cuenta con tres grupos de apoyo que son: La Constructora, La Supervisión y el Projectista. Estos grupos de trabajo con intereses diferentes y coordinados por la Dirección, mantienen un objetivo general común.

La Contratista, será el responsable de la ejecución material de la obra conforme a las disposiciones contractuales establecidas con la dirección.

El Projectista, es el responsable de los documentos técnicos que sirven de base para llevar a cabo la construcción de la obra.

La Supervisión, es contratada por la Dirección para efectuar la verificación técnica y control de la obra con apego al proyecto, especificaciones de calidad, presupuestación, estimación, programación y seguridad.

3.1.1 BASES FUNDAMENTALES PARA LA DIRECCION DE OBRA.

- a) Información.- Es una de las bases en las que una toma de decisión debe descansar, y tiene tres maneras de presentarse: INSTRUCCIONES, OPINIONES y REPORTE.

Las Instrucciones, pueden ser irrestrictas (Ley de Obras Públicas, Normas particulares y Presupuesto asignado), y las conciliables (programa General, Política General y proyecto ejecutivo)

Las Opiniones, giradas a través de asesorías, análisis económicos, estudios, información escrita de obras semejantes, información estatal y federal se deberán tomar en cuenta como base para la toma de decisiones. Dentro de estas opiniones se consideran: La Instrumentación, que nos da la oportunidad de conocer el comportamiento defomacional de los suelos. El control de Calidad y la Supervisión que tiene un importante carácter técnico de apoyo.

Los Reportes, es el conjunto de sucesos que ocurren en las obras presentados a la Dirección en formatos diseñados exclusivamente para este fin.

- b) Experiencia.- Enseñanza adquirida con la práctica en la -- trayectoria del ejercicio profesional.
- c) Coordinación y conciliación de intereses.- Durante el proceso de la obra existe una serie de intereses que la Dirección de obra necesita balancear en un justo equilibrio, el interés del proyectista es la seguridad; del contratista - la rapidez, la utilización con eficiencia de su equipo y - el menor costo de producción; El supervisor, buscará el -- mismo interés de la Dirección.

3.1.2 TOMA DE DECISIONES.

Como se mencionó, la toma de decisiones es el trabajo final de la Dirección de obra con la que se ejerce la autoridad, para - lograr el total cumplimiento de los programas y entrega de la obra, para la correcta toma de decisiones, se requiere además, la consideración de los siguientes aspectos:

- A) Proyecto.- Contacto permanente del proyectista con la obra para detectar con tiempo la diferencia de suelos, sobrecargas que obliguen a un cambio en el procedimiento constructivo.
 - Oportunidad en la presentación del proyecto y una permanente revisión de los programas de generación del mismo, que debe ser compatible con el programa de obra, un retraso del proyecto, puede nulificar la funcionalidad y aumentar el costo.
 - Cotejo oportuno del proyecto con las distintas especialidades para evitar omisiones y posteriores demoliciones.
 - Revisión y entrega del proyecto complementario o "tipo".
- B) Especificaciones.- Revisión de los procedimientos constructivos (especificaciones), mismas que deben estar actualizadas, acordes con los materiales y equipos existentes en el país.
- C) Programas.- Debe hacerse respetar la fecha de inicio y terminación de la obra, así como las entregas parciales conciliadas con anterioridad e indicadas en los programas. También se deben detectar las rutas críticas dentro de la ejecución de las obras.
- D) Control de Calidad.- Es la verificación de la calidad de -- los elementos con un programa de muestreo de los materia -

les utilizados y acabados solicitados.

- E) Topografía.- Presentación de reportes diarios para detectar desviaciones en trazo o niveles.
- F) Presupuestos.- Llevar un seguimiento constante de los presupuestos y estimaciones de la obra para evitar cualquier error que deje sin asignación presupuestal a la obra o que se deje cierta cantidad entretendida sin ejercer por un mal presupuesto. las revisiones deben llevarse a cabo por personal dedicado a este rubro debiendo entregar periódicamente los resultados en formatos censillos y prácticos, como el que se anexa (Fig. 3.1.2.F), que cubre todas las modificaciones al costo original y los períodos de tiempo correspondiente a los Precios Unitarios utilizados, que parte de lo presupuestado tiene proyecto completo y P.U. conciliado, que parte tiene proyecto pero carece de P.U. conciliado y que parte del presupuesto es supuesto por carecer de proyecto y P.U., y si el presupuesto esta conciliado o no.

3.2 CONTROL DE LA OBRA.

Existen dos tipos de controles: el Control Estadístico y el Control Dinámico. El Control Estadístico informa de los resultados obtenidos durante el proceso y el Control Dinámico fija directrices para corregir desviaciones y cumplir con los objetivos fijados.

En forma general, los controles que se llevan son los siguientes:

- Control de documentos de contratación.
- Control de planos y especificaciones.
- Control técnico (topográfico, de mediciones y de reportes de calidad de materiales).
- Control de programas.
- Control de presupuesto.
- Control de estimaciones.
- Control de información.
- Control de seguridad.

3.2.1 CONTROL DE DOCUMENTOS DE CONTRATACION.

Es la relación de documentos de contratación entregados por el constructor, donde se precisan los derechos y obligaciones que recíprocamente se contraen. Para la obra Metro, el contratista debe entregar la siguiente información y documentación, que se deberá presentar en el acto de apertura de las proposiciones:

- Copia de la escritura constitutiva de la sociedad concurrente.
- Registro en el padrón de contratistas de obras públicas y

- Constancia de vigencia.
- Documento que acredite la personalidad del concursante o el de su representante.
 - Manifestación escrita de conocer el sitio de los trabajos.
 - Garantía de seriedad y carta compromiso de la proposición.
 - Catálogo de conceptos, unidades de medición, cantidades de obra, precios unitarios propuestos, importes parciales y el total de la proposición.
 - Datos básicos de costos de materiales, mano de obra y horas de maquinaria de construcción.
 - Análisis de precios unitarios de los conceptos de trabajos solicitados.
 - Costos indirectos que amparan los que están presentados como un porcentaje del costo directo.
 - Programa de ejecución de los trabajos.
 - Relación de maquinaria y equipos de construcción, indicando si es de su propiedad y su ubicación física.
 - Programa de utilización de la maquinaria y equipos de construcción.
 - Adjudicado el contrato al constructor, debe entregar las fianzas de garantía.

Los anteriores documentos servirán para revisar, conciliar y/o aclarar las posibles reclamaciones que presente el contratista por conceptos fuera de contrato, para aplicar los precios correspondientes a cada concepto, para la aplicación de escalas a los precios unitarios, para otorgar ampliaciones de obra, etc.

Como la obra Metro, caé dentro de la clasificación de obra pública, la Dirección y Supervisión de la obra deberán conocer las normas y reglamentos de la Ley de Obras Públicas, así como el Reglamento de Construcción vigente como información fundamental en el control de todas las obras.

3.2.2. CONTROL DE PLANOS Y ESPECIFICACIONES.

Las herramientas con que se cuenta para verificar la calidad de las obras, son los planos y especificaciones que se complementan con el ensayo de materiales; por lo que es necesario llevar un archivo que sirva para controlar la existencia y aplicación en campo de planos y especificaciones actualizadas.

3.2.3 CONTROL TECNICO DE LA OBRA.

Control Topográfico.

El proyectista debe entregar los planos de trazo del eje de Metro, el trazo físico con puntos de referencia y croquis correspondientes, mismos que posteriormente se checan de manera conjunta (Dirección, Supervisión y Constructor), Bancos de Nivel con las cotas respectivas y Bancos auxiliares; durante el

proceso de construcción, se debe llevar el control de niveles, trazo de secciones transversales de los tramos en proceso de construcción, comparando lo existente con los datos de proyecto.

Control de Mediciones.

Es el conjunto de datos obtenidos de los diferentes tipos de instrumentación colocada en la obra y que sirve para retroalimentar al proyectista, para rectificar los procedimientos o para efectuar adecuaciones al proyecto, en caso de detectar la presencia de grietas en los perímetros de la excavación, agua, deformación de los ademes, taludes, etc. Se deben correlacionar los resultados de la verificación con la instrumentación y graficarlos o dibujar los perfiles correspondientes. En este caso el control dinámico, sería el reforzamiento de la zona o algún tratamiento del suelo.

Control de reportes de calidad de los materiales.

En los casos de tener reportes de laboratorio negativos o que los materiales no cumplan con las especificaciones o normas -- que se exigen, se debe solicitar al laboratorio las recomendaciones u observaciones y tener más elementos en la toma de decisiones, asimismo, se debe tener conocimiento de los siguientes aspectos, controlados por la Supervisión:

- Localización de bancos de abastecimientos de materiales.
- Capacidad de producción.
- Equipos de explotación.
- Sistemas de muestreo. (aleativo y selectivo)
- Frecuencia de muestreo.
- Tipos de ensaye.
- Estudios preliminares. (sondeos, accesos a la obra, etc.)
- Preparación de muestras. (especificaciones y normas)
- Equipo de laboratorio.
- Conocimiento pleno del proyecto.
- Reconocer los trabajos defectuosos en las etapas previas.

3.2.4

CONTROL DE PROGRAMAS.

El Control de Programas, es uno de los aspectos mas importantes en la construcción de la obra Metro, el seguimiento y presentación clara y oportuna de éstos, redunda en el cumplimiento exacto de los objetivos preestablecidos.

Como se indica en el Capitulo Tercero, el programa general (Fig 3.1), debe contemplar todas las actividades a desarrollar, desde el despalme del terreno, caminos de acceso, campamentos, suministro de equipos y el desmantelamiento de instalaciones al término de la obra, y debe ir acompañado de sub-programas par-

ciales (Fig. 3.2.4.A), en los que se desglosan conceptos del programa general, debiendo incluir además personal, equipo y materiales necesarios para cumplir en el tiempo programado.

El primer aspecto que se debe realizar como parte del control de programas, es definir si los rendimientos indicados están dentro de la realidad y si existe una secuencia lógica de construcción.

El seguimiento diario de los avances y la correlación de los programas presentados, nos dan la pauta para exigir al constructor el suministro de recursos necesarios para cumplir los objetivos, lo anterior, aunado a las notas de bitácora que se escriban al respecto, se podrán determinar las causas o motivos de atraso, si son imputables o no al constructor o si proceden o no las escalaciones que se soliciten.

Uno de los aspectos más importantes es el monitoreo de los trabajos, para asegurar que éstos se cumplan en el tiempo previsto, se debe contar con un programa de actividades el cual puede ser del tipo:

- Diagrama de barras o "Diagrama de Gantt".
- Ruta Crítica (P.C.M.)

A) El Diagrama de Gantt, consiste en predeterminar las actividades principales calculando su duración conforme a los rendimientos calculados, representando cada una de éstas con una barra en una escala de tiempos efectivos. A manera de ejemplo, se presenta en este trabajo el Programa General de construcción de los Puentes de acceso y salida del Aeropuerto (Fig. 3.1, Rampas A-A' y B-B'), con una duración total de 14 meses considerando días hábiles, y el Sub Programa de construcción de la Superestructura de la rampa de acceso A-A', con una duración de 7 meses (Fig. 3.2.4.A), que contempla las siguientes actividades:

Construcción de columnas.
 Construcción de cabezales.
 Construcción de travesaños. (portantes y portadas)
 Construcción de parapetos y acabados.
 Construcción de estribos.

Podemos observar que algunas de las actividades no críticas fueron modificadas en sus tiempos de iniciación con respecto al programa general (Figura 3.1), lo que previo acuerdo puede ser aceptado por la Dirección de obra, pero en ningún caso podrán modificarse los tiempos de terminación de las barras que afecten la fecha de inauguración; en el mismo se indican holguras (libres y con interferencias) de cada actividad, las barras que no tienen holgura, corresponden a la Ruta Crítica.

AMPLIACION DEL METRO LINEA - 5

PROGRAMA DE CONSTRUCCION

FRENTE: ENTRONQUE AEROPUERTO
 RAMPA DE ACCESO LONG =
 RAMPA DE SALIDA LONG =

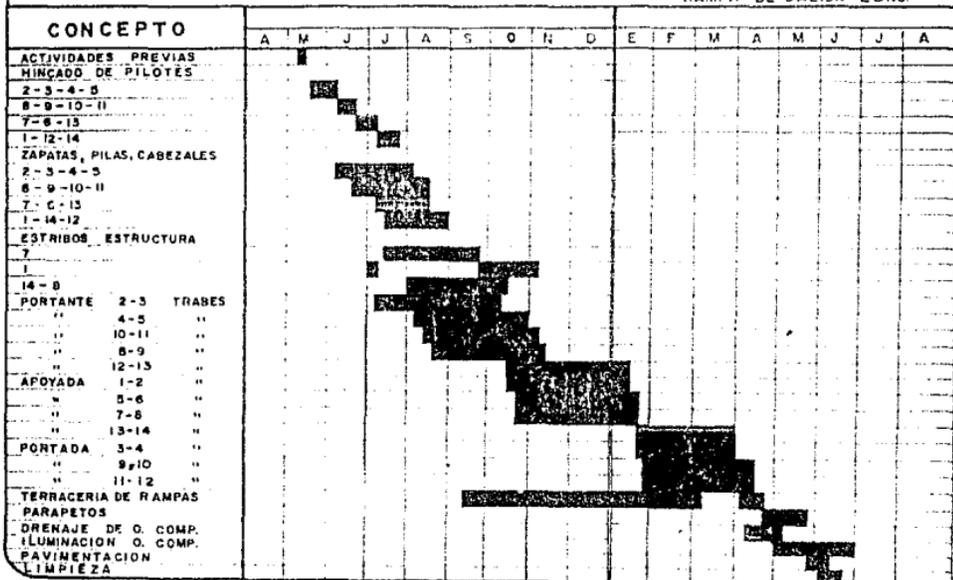


FIG. 3.1.

- B) Ruta Crítica (Critical Path Method Fig. 3.2.4.B).- Es un sistema de programación y control que permite conocer las actividades que definen la duración de un proceso productivo, en todos los casos consta de tres fases: Planeación, Programación y Control, siendo:
- a) Planeación.- La presentación de las actividades y orden en que deberán ejecutarse, para su elaboración se usan las notaciones de las flechas y la de los nodos, ambos suponen las siguientes hipótesis:
- Que las actividades no se traslapen, para poder iniciar una actividad, deben terminarse totalmente todas las actividades que le preceden.
 - Las actividades son independientes en cuanto a su realización y sólo tienen relación en cuanto a la secuencia de ejecución.

La notación de las flechas, fué la primera en usarse, en la actualidad se usa muy poco debido a que por una omisión ficticia, hace que la red no sirva, normalmente en cualquier red, más del 50% de las actividades son ficticias lo que las hace muy complicadas de analizarse.

La notación de los nodos, por su sencillez y porque elimina los problemas antes mencionados, es la más usada en la actualidad, como ejemplo práctico de la notación con nodos se anexa a este trabajo la ruta crítica para la construcción de la superestructura de la Rampa de Acceso A-A' con una duración de 27 semanas. (Fig. 3.2.4.B.).

- b) La Programación.- es la presentación de las gráficas y tablas conteniendo los tiempos de inicio y terminación de cada una de las actividades en forma independiente.

Como anteriormente se indicó, la ruta crítica es un proceso de terminista (define una duración específica para cada actividad es decir, las actividades críticas), su aplicación es útil en las obras siempre y cuando dicha aplicación sea dinámica y su uso sea sencillo y práctico con los recursos de que se disponga, para el cálculo manual, se propone la siguiente convención

P.I.	CLAVE DE LA ACTIVIDAD	P.T.
DESCRIPCION DE LA ACTIVIDAD.		
U.I.	DURACION DE LA ACTIVIDAD	U.T.

SIMBOLOGIA.

- P.I. 1a. Fecha de inicio.
 P.T. 1a. Fecha de terminación
 U.I. Ultima Fecha de inicio.
 U.T. Ultima fecha de terminación.

Las duraciones se calculan en base a los recursos disponibles en la obra y con los rendimientos que de ellos se esperan y el costo conforme al catálogo de P.Unitarios vigente.

El cálculo de la red, se inicia con las actividades que no tienen ningún precedente, obteniéndose las primeras fechas de inicio y terminación.

Las últimas fechas de inicio y terminación, se calculan partiendo de la última actividad de la red, para lo cual se hará coincidir su primera y su última fecha de terminación (el proceso es opuesto al del calculado de las primeras fechas), posteriormente puede calcularse la holgura total de una actividad que es el lapso de tiempo que puede posponerse la terminación de dicha actividad, sin que se modifique la fecha de terminación de la obra; su valor será la diferencia entre su primera y su última fecha de terminación. Las actividades no críticas, tienen varios tipos de holguras:

La holgura total, está integrada por dos partes: la holgura libre, que es el lapso de tiempo que puede posponerse la terminación de una actividad sin modificar el inicio de ninguna otra actividad; la holgura con interferencia, es el tiempo que puede posponerse la terminación de una actividad sin modificar la fecha de terminación de la obra, aunque si se alteran los inicios de algunas actividades subsecuentes.

Por facilidad en el manejo de la red, se ha decidido escribir sobre la liga de dos actividades, el valor de su holgura particular. Cuando ese valor es igual a cero, habrá que identificar ese caso con una doble raya, al contar con esta información, se puede calcular la holgura libre de cualquier actividad como la menor holgura particular que sale de dicha actividad.

Las actividades ficticias se manejan como si fueran trabajos reales con una duración nula.

Desde el principio se indicó que el método de la ruta crítica, deberá aplicarse en una forma dinámica, tanto en la etapa de planeación como de control. Lo que significa que el programa original deberá servir como guía para la obtención de las desviaciones que ocurran durante el desarrollo de la obra y cuando se requiera se modificará dicho programa, adecuándose a las nuevas circunstancias; para ejercer el control de avance de obra, se compara el programa vigente contra el avance de obra actual, valuándose las consecuencias de las desviaciones detectadas, lo anterior se logra dibujando junto a la barra correspondiente a cada actividad otra barra que represente el trabajo desarrollado.

Otra de las ventajas que nos ofrece el método de la ruta crítica, es que nos permite nivelar los requerimientos de recursos

a lo largo de la misma o sea que al permitir varias alternativas de operación nos ofrece una solución práctica al problema de programar de manera uniforme los recursos requeridos para la ejecución de la obra.

En general al Diagrama de Barras se le pueden dar diversos usos dependiendo del parámetro usado (inversión, costos de obra, distribución y mayor utilización de personal y recursos disponibles).

VENTAJAS DE LA RUTA CRITICA. (C.P.M.)

- 1.- Permite conocer las diferentes ordenes de importancia de las actividades.
- 2.- Permite analizar el efecto de cualquier situación imprevista y sus consecuencias en la duración total del proceso.
- 3.- Permite conocer cuales son las actividades que controlan la duración del proceso.
- 4.- Permite conocer los recursos necesarios en cualquier momento.
- 5.- Permite programar más logicamente.

VENTAJAS DE LOS PROGRAMAS.

- 1.- Establece esquemas ordenados de avances y tiempos de la obra.
- 2.- Establece las relaciones entre cada actividad.
- 3.- Establece las duraciones de cada actividad.

3.2.5 CONTROL DE PRESUPUESTO.

Este control está ligado al programa de ejecución de la obra, por lo que debe elaborarse paralelamente un programa de costos a partir de los volúmenes de obra a ejecutar, con los P.U. de contratación. En forma similar al control de avance de la obra, se debe llevar el control de costos de obra (ejecutado y estimado y ejecutado no estimado), en un período parcial y acumulado y compararlo contra el presupuesto original, como se indica en la Figura 3.1.2.F.

3.2.6 CONTROL DE ESTIMACIONES.

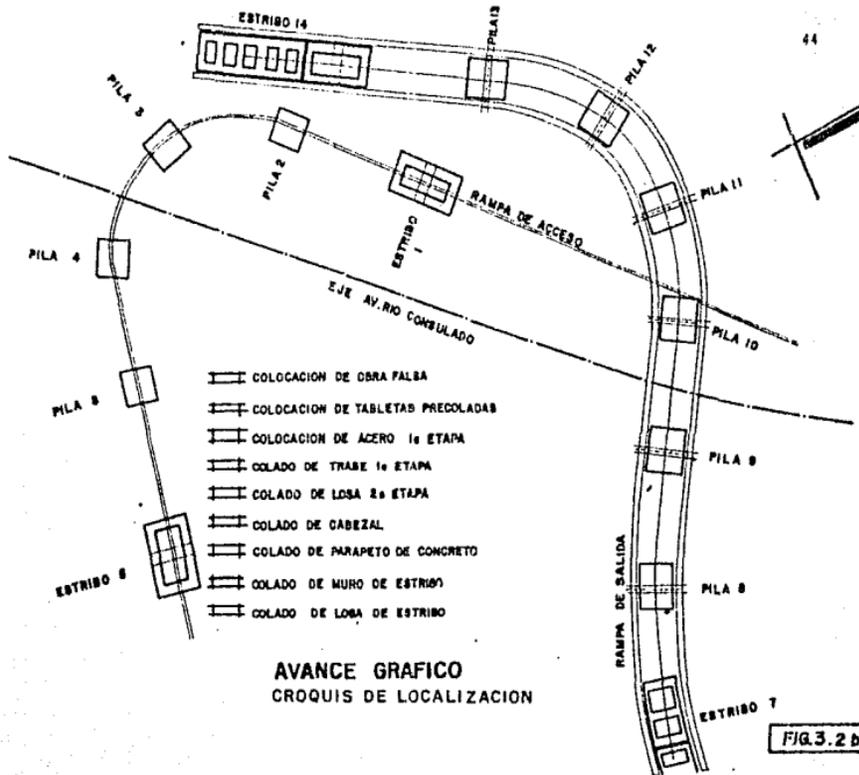
Es la evaluación de la obra ejecutada en un determinado período, actividad encomendada a la Supervisión en las fechas acor-

TRAMO :		PUENTE DE ACCESO A - A'						
FECHA :								
CONCEPTO	U.	VOL. TOTAL	VOL. EJECUTADO		VOL. FALTANTE	AVANCE SEM.	DIAS ATRASO	OBSERV.
			PROG.	REAL.				
HINCADO DE PILOTES	PZA	222						
ZAPATAS	PZA	10						
CIMBRADO								
ARMADO								
COLADO								
PILAS	PZA	10						
CIMBRADO								
ARMADO								
COLADO								
CABEZALES	PZA	10						
CIMBRADO								
ARMADO								
COLADO								
ESTRIBOS	PZA	4						
SUBESTRUCTURA								

FIG. 3.2.

TRAMO :		PUENTE DE SALIDA B - B'						
FECHA :								
CONCEPTO	U.	VOL. TOTAL	VOL. EJECUTADO		VOL. FALTANTE	AVANCE SEM.	DIAS ATRASO	OBSERV.
			PROG.	REAL.				
TRABES	PZA	12						
PORTANTES								
CIMBRADO								
ARMADO								
COLADO								
PARAPETOS	ML							
CONCRETO		1030						
METALICO		1030						
OBRA								
COMPLEMENTARIAS								
DRENAJES								
ALUMBRADO								
PAVIMENTACION	TON	1212						
LIMPIEZA								

FIG. 3.2a



- ▬ COLOCACION DE OBRA FALSA
- ▬ COLOCACION DE TABLETAS PRECOLADAS
- ▬ COLOCACION DE ACERO 1a ETAPA
- ▬ COLADO DE TRABE 1a ETAPA
- ▬ COLADO DE LOSA 2a ETAPA
- ▬ COLADO DE CABEZAL
- ▬ COLADO DE PARAPETO DE CONCRETO
- ▬ COLADO DE MURO DE ESTRIBO
- ▬ COLADO DE LOSA DE ESTRIBO

dadas por la Dirección de obra; la Supervisión tiene la responsabilidad de calcular y conciliar con el constructor los volúmenes de obra, debiendo conservar en todos los casos los números generadores, planos y croquis de trabajo, que apoyen su estimación.

Para su control se deben implementar los sistemas necesarios - para dar un seguimiento de la obra ejecutada y estimada, ejecutada no estimada; se recomienda el control gráfico de avance, utilizando los planos ejecutivos de la obra o gráficas hechas expreso para cada frente, en los cuales se debe indicar la fecha en que fueron estimados los elementos que componen cada proceso de construcción, referenciando esta información con los generadores respectivos. Se recomienda además tener cuantificado el volumen total de obra por ejecutar según proyecto y comparar con la obra acumulada que se tenga hasta antes del finiquito, y por último se recomienda llevar el control de las estimaciones ya procesadas.

3.2.7 CONTROL DE INFORMACION.

Es el conjunto de información semanal, diaria o de cada turno, necesaria para llevar el control gráfico y numérico de los volúmenes ejecutados reales, programados, faltantes, atrasos y adelantos que se tengan respecto al programa general. Durante la construcción de los Puentes de Acceso y Salida al Aeropuerto, fueron utilizados los formatos de las Figuras 3.2 y 3.2.a, para llevar el control numérico y el 3.2.b, para el control gráfico, debiéndose anotar en el renglón de observaciones el personal, equipo y materiales utilizados.

Los informes anteriores se complementaban con reportes escritos de las modificaciones u observaciones de campo más importantes observadas en el turno correspondiente; un resumen de las actividades más representativas (avances con volúmenes de excavación y concretos colocados), causas de las modificaciones realizadas al proyecto y una planta de localización del frente.

El control de información debe contener además:

- Todas las observaciones de campo que se hagan de los procedimientos constructivos, materiales y mano de obra.
- Causas de las modificaciones realizadas al proyecto.
- Planta de localización del frente.
- Información de los materiales muestreados y resultados obtenidos.
- Informe fotográfico de lo más representativo del avance, -

Estos informes son la Historia de la obra, por lo que deberán ser presentados lo mas completos que sea posible.

3.2.8 CONTROL DE SEGURIDAD.

En este rubro se deben considerar:

- a) Seguridad de los trabajadores.
 - b) Seguridad al público.
 - c) Previsión de accidentes.
- a) Seguridad de los trabajadores.- Debe contemplar:
- Entrenamiento a los trabajadores.
 - Equipos de seguridad (botas, guantes, casco, lentes, etc.
 - Limpieza e higiene en los frentes de trabajo.
 - Ventilación adecuada.
 - Iluminación.
 - Control de conocimiento adecuado de explosivos.
 - Accesos a la obra seguros.(escaleras)
 - Servicio Médico.
 - Hábitos de trabajo.
- b) Seguridad al público.- Tiene la misma importancia del punto anterior, ya que la obra Metro se realiza en las áreas urbanas en contacto directo con:
- 1) Transeuntes o vecinos de la obra.
 - 2) Visitantes.
- En el primer grupo, la precaución primaria es conservar - aislada el área de trabajo y colocar las señales adecuadas o protección de pasos peatonales provisionales, así como - una perfecta iluminación y limpieza en el área circundante a la obra. En el caso de visitantes, la canalización dentro de la obra para tomar las precauciones pertinentes.
- c) Previsión de accidentes.- Se debe mantener una constante - observación en los siguientes casos:
- a) Zonas expuestas al flujo de agua.

- b) Zonas susceptibles de incendio.
- c) Zonas de excavación (taludes y áreas laterales).
- d) Zonas de almacenamiento de materiales.
- e) Suministro de energía eléctrica, postes y cables subterráneos de alta tensión.
- f) Movimiento de equipos (accesorios mínimos de seguridad)

Por todo lo anterior, se observa que la labor y colaboración de la Dirección, Supervisión y Constructor debe ser de suma importancia para prevenir cualquier accidente.

3.3 PROYECTO.

Posterior a los estudios de planeación conformados por los análisis socioeconómicos, que fueron la base para determinar la necesidad de la nueva línea, se procede a realizar el Proyecto Geométrico, que es el estudio base para la elaboración de los proyectos ulteriores (Arquitectónico, Estructural, Hidráulico, Eléctrico, etc.). El Proyecto Geométrico es el dimensionamiento de espacios longitudinales y transversales, constituido por:

- 1.- Proyecto de Trazo.
- 2.- Proyecto de Perfil.
- 3.- Proyecto de Gálibos.

Estos proyectos deberán estar relacionados entre sí para poder llegar a una solución en conjunto, que depende de la solución estructural a utilizar.

3.3.1 PROYECTO DE TRAZO.

En una línea de Metro, es el resultado de los análisis y estudios de cada uno de los elementos implicados en la solución a los problemas que generará la ruta a seguir, y que son:

- El cruce con instalaciones municipales. (gas, drenaje, agua, luz)
- Asentamientos humanos. (afectaciones)
- Tránsito vehicular.
- Condiciones de suelo.
- Topografía del terreno.
- Problemas de operación. (velocidad y seguridad)

El proyecto de trazo incluye:

- Localización de tangentes.
- Curvas circulares y de transición.

3.3.2 PROYECTO DE PERFIL.

Define la posición y tipo de obra; existen cuatro tipos de so-

lución: Superficial, Elevada, Subterránea y Túnel; debiendo tener en cuenta las pendientes mínimas permisibles para dar drenaje longitudinal y que son en tramo 0.2% y como máximo 3%.

3.3.3 PROYECTO DE GALIBOS.

Tiene por objeto definir la geometría de la estructura para -- permitir su operación, mantenimiento y adecuación de instalaciones necesarias para un buen funcionamiento. (El Galíbo mínimo entre el paño del muro estructural y el eje de vías, debe ser de 2.0m; el galíbo vertical mínimo será de 4.90m medido de subrasante al intrados.)

3.3.4 PROYECTO ARQUITECTÓNICO.

Debe cumplir los aspectos relativos a circulaciones, provisiones contra incendio, accesos y salidas, instalaciones hidráulicas y sanitarias, eléctricas, mecánicas y especiales; además de cumplir con las Normas Generales de Construcción del D.D.F.

Las Estaciones se clasifican en tres grupos:

- De Paso; ubicadas en puntos intermedios.
- De Correspondencia; ubicadas en el cruce de dos o más líneas.
- Terminales; al final de la Línea.

El proyecto Arquitectónico considera además:

- La ubicación de Estaciones. (cerca de las calles principales)
- Proyectar Estacionamientos.
- Proyectar Paraderos.
- Proyectar Plazuelas.
- Proyectar Accesos.
- Proyectar Pasarelas Subterráneas y Elevadas.
- Proyectar Pasos Peatonales.
- Espacios Internos.
- Proyectar Vestíbulos y áreas de espera.
- Proyectar Andenes, Escaleras Convencionales y Eléctricas, Pasarelas de cambio de Andén, Sistemas Eléctricos, de Aire, Galerías de Ventilación, Hidráulico y Sanitario (cárcamos), Sistemas Electrónicos de Control (Loco Técnico y de Jefe de Estación), Sistemas de Peaje (Taquillas y Torniquetes), Sanitarios para empleados y Zonas para Conductores.

3.3.5 PROYECTO DE MECANICA DE SUELOS.

Debe tomar en cuenta los métodos teóricos y prácticos más actualizados, conforme se indica en el Capítulo Segundo, Inciso 2.1.2.3

3.3.6 PROYECTO ESTRUCTURAL (Se indica en Cap. 4º, Incisos 4.1 y 4.5)

CAPITULO CUARTO

4. - SUBESTRUCTURA Y SUPERESTRUCTURA DE LOS PUENTES
(A-A' Y B-B') DE ACCESO Y SALIDA RESPECTIVAMENTE DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL BENITO JUAREZ.

En todo puente fijo se pueden distinguir dos etapas fundamentales en su construcción:

LA SUBESTRUCTURA.

Constituida por los siguientes elementos estructurales - (pilotes, zapatas, columnas y cabezales), tiene la función de transmitir y distribuir las cargas al terreno natural. La cimentación a base de zapatas piloteadas, deberá tener una capacidad de carga tal, que garantice la estabilidad de la estructura ante cargas verticales como horizontales permanentes y accidentales; por lo anterior el tipo de cimentación será aquel que se adapte mejor a las características de la estructura, de los procedimientos constructivos, condiciones del terreno de desplantes y debiendo tomar en cuenta que los asentamientos diferenciales ocasionados por movimientos a corto y largo plazo entre columnas contiguas no sea mayor de 4 cms, la magnitud de los esfuerzos efectivos finales inducidos por la subestructura utilizada, en ningún caso deberán exceder para cada uno de los estratos analizados, el valor de la carga de preconsolidación de los mismos a fin de evitar hundimientos excesivos.

LA SUPERESTRUCTURA.

Conformada por el conjunto de traveses (portantes y portadas de concreto reforzado y postensado), parapetos, banquetas, guarniciones, carpeta asfáltica, instalaciones eléctricas e hidráulicas; elementos necesarios para el buen funcionamiento de los puentes, mismos que se encargan de recibir las cargas gravitacionales que obran en la construcción y que pueden ser: móviles o movibles, impactos, cargas laterales en parapetos y accidentales; Las cargas vivas consisten en camiones de carga idealizados estándar o de cargas equivalentes a una serie de camiones, de las que se consideran cuatro tipos: El camión H-20-44 tractor de dos ejes más un semirremolque de un solo eje, el camión T3-S2-R4 consta de un tractor y dos remolques considerándose 9 ejes, el camión T3-S3 consta de un tractor y un remolque con 6 ejes en total.

El galibo vertical estará en función de las necesidades de la vialidad y, el tipo de subestructura en función de las características de las cargas, topografía, tipo de te-

reño de desplante, procedimiento constructivo y condiciones económicas; para su análisis deben considerarse las combinaciones de carga que produzcan los efectos máximos (peso propio, carga de carril o de camión y efectos sísmicos), para la aplicación de las cargas se supondrá que la carga de carril de camión estándar ocupa un ancho de 3.05m, espaciados a travéz de la totalidad del ancho de la calzada del puente, en número y posiciones requeridas para que produzcan los máximos elementos mecánicos; para tomar en cuenta la súbita aplicación de carga ocasionada por el efecto de impacto y vibración se incrementará la carga de carril o de camión, el porcentaje máximo de impacto que se usa es el 30 por ciento; las piezas de parapetos se diseñan para resistir una fuerza lateral horizontal perpendicular al plano del parapeto. Ver Tabla 4.5.6, que contiene dimensiones y cantidades de acero y concreto utilizado en la superestructura.

S U B E S T R U C T U R A

4.1 PROCESO CONSTRUCTIVO PARA EL HINCADO DE PILOTES EJECUTADO CONFORME A LOS SIGUIENTES EVENTOS.

- 1) El hincado de los pilotes de fricción se realizó previa excavación de las zapatas y desde la superficie del terreno natural.
- 2) Los pilotes se construyeron en dos tramos, un tramo inferior cuya longitud fué constante y otro superior de longitud variable según se indica en cada una de las zapatas, se acordó que esta segunda parte o superior fuera de 15.50m de longitud. Ver longitudes de pilotes en Cuadro 4.1

Los pilotes están constituidos por dos secciones, una inferior y otra superior; la inferior termina en una punta de 10cm x lado, en seguida una sección compacta de 2m de longitud, después 11m de cartón comprimido de 35cm de ϕ con tapas, cuya finalidad es únicamente para aligerarla; finalmente 2m compactos que terminan con una placa de acero soldada a 8 varillas ancladas del N°5; la parte supe

rior se inicia con una placa soldada a 8 varillas, le siguen 2m de sección compacta, 8m de tubo de cartón comprimido de 35cm de ϕ con tapas; finalmente 5.50m de sección compacta. Ver Plano N°5. y Cuadro 4.1

Como puede observarse la sección (compacta) superior, es de mayor longitud ya que esta segunda parte es más difícil de hincarse y por lo tanto recibe más número de golpes, razón por la que su armado tanto de acero longitudinal y transversal es mayor. El izaje para transportar los pilotes se ejecuta colocando los estribos a 0.207 de L, de la parte superior e inferior, y para colocarlo verticalmente se coloca el cable a la misma altura. La estructura de estos pilotes incluye un gancho de izaje, como se indica en la Fig.4.1 de cimentaciones.

Materiales Utilizados.

Los pilotes fueron precolados con un concreto con una $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ y un agregado grueso de 3/4 como máximo, acero de refuerzo con una $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ con varillas del N°3 ó mayor distancia libre de 2cm mínimo para que pase el agregado, el recubrimiento mínimo fué de 2.5cm de espesor.

- 3) La unión de las dos secciones del pilote se ejecutó mediante 2 placas de acero soldadas, esta unión se efectuó cuando la parte inferior del pilote se había hincado cuando menos 12m de longitud, el tipo de soldadura usado es SOLTEC, con electrodos de ϕ 5/32 y 3/16 y una planta de soldar de 220 Amperes.
- 4) Antes de ejecutar el hincado de los pilotes, se efectuaron perforaciones previas de 18" ϕ con tolerancia de 1.27cm, - el material producto de excavación se extrajo con la misma broca, esta profundidad de excavación se efectuó hasta una longitud igual a 2/3 (L), (L= long. total del pilote), más la profundidad de desplante de la zapata. (1.85 promedio)
- 5) Para mantener la estabilidad de las paredes de la perforación previa se mantuvo una recirculación de agua dentro de la misma.
- 6) Para garantizar la verticalidad de los pilotes durante el hincado (en caso de que no se cuente con la estructura - guía), es necesario que se cumpla lo siguiente:
 - La posición de la cabeza de los pilotes no debe diferir con respecto a la de proyecto en más de 20cm.
 - Desplome máximo permisible del eje longitudinal de los pilotes, debe ser igual al 1% de su longitud total.

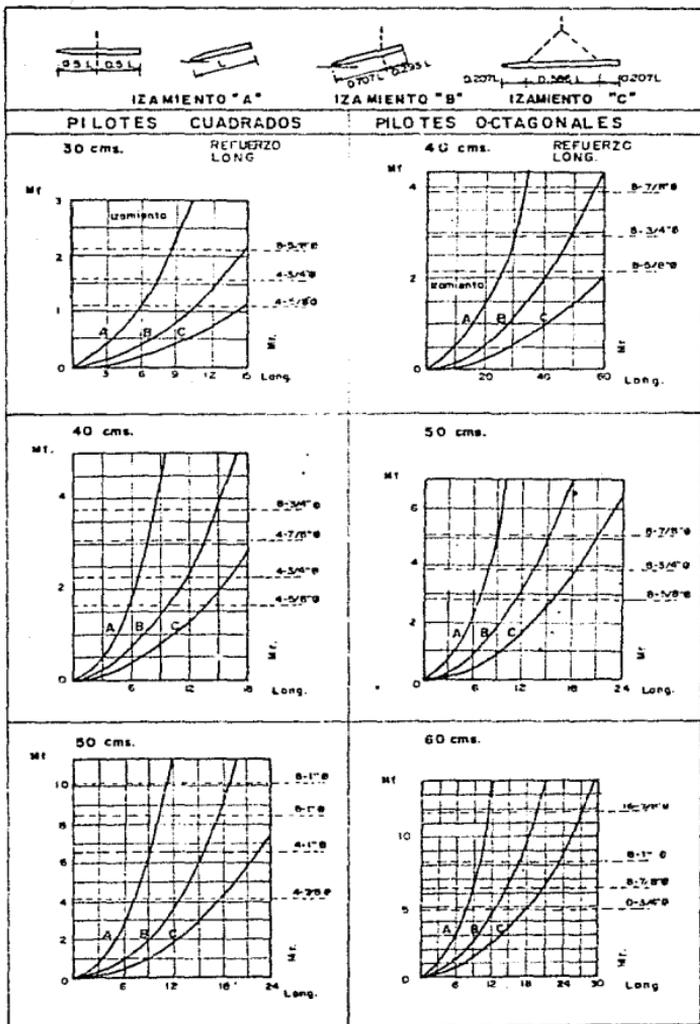


FIG. 4.1

En nuestro caso se contó con una piloteadora con estructura guía, aún con esto, hubo necesidad de colocar un triplé con plomada para checar la verticalidad: la plomada se coloca a una distancia de 8m del pilote y con buena visibilidad, se checa haciendo coincidir el hilo de la plomada con un perfil longitudinal del pilote. La colocación de la plomada depende de la altura del pilote ya que entre menos sea su longitud más cerca se puede colocar y menor es el error, la eficiencia de este método es poco eficaz, pero ayuda a corregir errores fuertes.

Al observar que el hilo no coincidía verticalmente con el pilote, se avisa al operador para corregir la estructura guía.

- 7) Antes de iniciar el hincado, se debe proteger el cabezal del pilote con un colchón compuesto por tres capas de madera de 5cm (6") de espesor unidas cada una de ellas firmemente, sobre las cuales se coloca un capuchón metálico, en caso de que el colchón se dañe, debe reponerse inmediatamente para evitar daños estructurales en la cabeza del pilote.
- 8) El hincado de los pilotes se efectuó con un martillo "Delmag" D-22 de 7170 kg, con una altura de 5.265m y con base de .80 x .64m de forma rectangular y lm la máxima altura de caída.
- 9) Debe contarse con un equipo auxiliar de mordazas para sujetar el pilote en caso de que éste se hunda por efectos de peso propio, se contó en campo con una draga (grúa) que en todo momento mantuvo sujeto al pilote para que éste no se hundiera o se saliera de la estructura guía, ocasionando accidente y atrasos del programa.
- 10) Iniciado el proceso de hincado del pilote no deben transcurrir períodos de receso mayores de 90 minutos para evitar que el pilote se "pegue", por efectos de la tixotropía de la arcilla, pues en este caso se requiere de mayor energía para la continuación del hincado, lo cual puede originar daños estructurales de consideración al pilote.
- 11) Las perforaciones previas al hincado de los pilotes no deben quedar abiertas más de 24 horas; por lo que cuando se atraviese un fin de semana o día festivo, el constructor debe dejarlos terminados y podrá iniciar las perforaciones siempre y cuando haya previsto el personal necesario para ejecutar el hincado de los pilotes.

Finalmente la velocidad en el hincado de los pilotes fué variable, debido a la heterogeneidad del suelo en esta zona (de 10 a 40 min. sin contar los 20 min. aproximados que se

necesitan para soldar la segunda parte).

- 12) Después de hincados los pilotes hasta la profundidad de proyecto y con objeto de lograr una continuidad estructural entre la zapata de cimentación y la cabeza de los pilotes, se demuele la parte superior de éstos hasta alcanzar el nivel de despiante de la zapata, este nivel se indica en los Planos 5 y 6. En caso de que en este nivel el concreto presente agrietamientos por hincado, es necesario seguir demoliendo hasta encontrar parte sana, por lo que se debe recolar para ligarlo al resto de la estructura. - Ver Foto. N°7.
- 13) Ningún pilote puede levantarse del sitio de fabricación - ni mucho menos hincarse si el concreto no ha alcanzado su resistencia de proyecto que corresponde a 14 días, si es concreto rápido y 28 días para concreto normal.
Los pilotes cuya estructura es dañada durante el manejo o hincado, se reemplaza por otro nuevo.
- 14) Es muy importante llevar un control riguroso de los niveles topográficos entre secciones niveladas actuales y de proyecto para asegurar la profundidad de despiante especificada del pilote. la tolerancia de este nivel se marcó en $\pm 20\text{cm}$.
- 15) Los pilotes se hincaron de acuerdo al siguiente orden:
Se hincan los pilotes del centro y después los de la periferia empezando por cualquier esquina y continuando con un mismo sentido de giro.
- 16) La posición de la cabeza del pilote no debe diferir con respecto a la de proyecto en más de 20cm.
- 17) Se deben efectuar pruebas de carga en los pilotes, los pilotes de prueba son del mismo tamaño.

4.1.1 PROBLEMAS QUE SE PRESENTARON EN CAMPO POR NO CUMPLIR CON LOS PUNTOS 10 Y 11.

Problema en la Zapata N°10 (18 pilotes)

Se hincaron 17 pilotes sin problema, el último pilote de esquina se hincó la primera parte con 840 golpes, se soldó la parte superior y a los 169 golpes se fracturó a una profundidad de 1.50m, se excavó y retiró la parte dañada; se soldó un nuevo pilote y se procedió al golpeteo, el pilote penetró 1.5m más, y a los 240 golpes se fracturó. Se excavó nuevamente hasta encontrar la placa de unión, retirando la parte fallada.

Soluciones propuestas:

Primera.- En este caso se decidió ejecutar 8 perforaciones simétricas alrededor de la parte inferior del pilote hincado con -- broca tricónica de 6" \emptyset y a 23m de profundidad, se inyectó agua a presión para auxiliar las perforaciones.

Terminadas las perforaciones, se soldó nuevamente el pilote fallante y con 169 golpes el pilote falló, fracturándose en la parte superior.

Segunda.- Colocar un nuevo pilote completo (2 secciones) a 1.16 m del pilote problemático, se procedió a ejecutar una excavación -- previa a 1.60m de distancia de éste, pero sobre del mismo eje de pilotes; y a una profundidad de 24m con broca de 18" \emptyset . Se -- hincó la parte inferior sin problema con 695 golpes y la segunda parte con 170 golpes exitosamente.

Para que el comportamiento de la cimentación fuera lo más parecido posible al considerado en el diseño, se demolió la parte superior del pilote problema hasta una profundidad de 1.50m. -- abajo del nivel de desplante de la zapata y se relleno la excavación con tepetate a volteo. Ver Fig. N° 4.2

Observaciones.

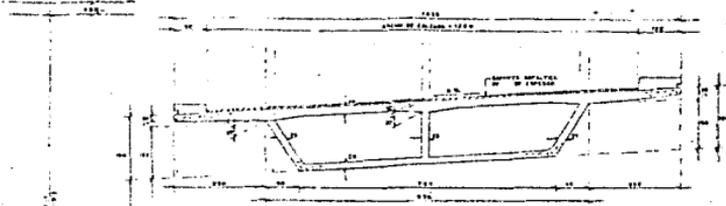
Una de las posibles causas del problema fue que la excavación -- previa duró más de 24 horas abierta y segunda que la parte inferior del pilote hincado duró más de 24 horas sin que se colocara la parte superior, lo que ocasionó que éste se "pegara".

Problema del Pilote 14 de la Zapata 11.

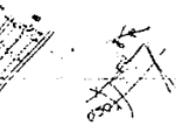
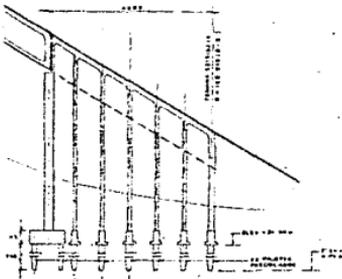
La posición de este pilote es uno de los 4 que se colocan al -- centro de la zapata, en el lado norte. Se hincó la primera parte con 65 golpes y la parte superior falló a los 289, se colocó un nuevo pilote sano y no penetró más de 20cm con 140 golpes, se retiró el pilote y se decidió efectuar perforaciones de 6" \emptyset alrededor del primer pilote, se colocó la parte superior inmediatamente y se hincó con 46 golpes sin problemas, por lo que -- concluimos que este método es eficaz si se procede de inmediato para que el pilote no se pegue o se cierre la excavación previa.

Durante el hincado se lleva un registro del número de golpes empleados por cada metro que penetre el pilote y se anota la hora de inicio y término del hincado, además del tiempo de soldado -- de las dos secciones

Para los últimos dos metros de hincado se registra el número de golpes por cada 20cm que penetre.



SECCION TRANSVERSAL 1-1



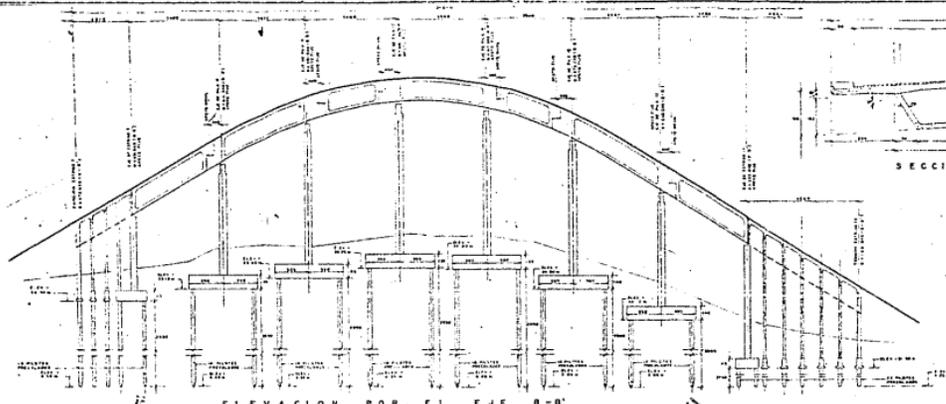
- NOTAS:**
1. SEÑAL Y MEDIDA DE ENTRENQUE SALIDA INCLINADA.
 2. LAS ESPECIFICACIONES DEL SUPLEN ESTE PLANO DE REFERENCIA EN EL SUPLEN MEDIDA DE MEDIO.
 3. ESTE PLANO DE REFERENCIA ESTÁ CON UN RELEVAMIENTO IMPRESO EN EL PLANO DE N° 4. (VER N° 4).

- ESPECIFICACIONES**
1. EN ESTE PLANO SE DAN A LOS 15000 PAVIMENTOS MULTICAPAS PARA EL ENTRENQUE, MEDIO Y OTRAS INTERSECCIONES A REALIZAR EN LA CONSTRUCCION DE INTERSECCIONES DE LA FORMA DE SECCION.
 2. CARRETERA N° 10, 10/50.



SECCION TRANSVERSAL 2-2

PLANO N° 4	
110478	
	UNAM
FACULTAD DE INGENIERIA	
ENTRENQUE AEROPUERTO INTERNACIONAL	RAMPA SALIDA B-B' PLANO GRAL.
FECHA	ESC. SIV
	E.E.C.G.



ELEVACION POR EL EJE B-B'



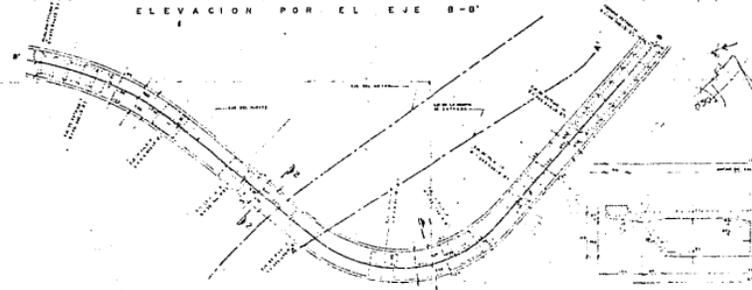
SECCION TRANSVERSAL 1-1

NOTAS:

- 1. ESTAR CONSIDERADO EN SU DISEÑO PARA UN CARGO DE 10 TONELADAS.
- 2. ESTAR CONSIDERADO PARA UN VIENTO DE 100 KM/H.
- 3. ESTAR CONSIDERADO PARA UN TERREMOTO DE 0.15 G.

ESPECIFICACIONES:

1. EL ACERO A USAR EN ESTE PROYECTO DEBE SER DE ACEROS DE ALTA RESISTENCIA, DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES DE LA NORMA N° 1000, DE 1970, DE LA COMISIÓN NACIONAL DE ESTUDIOS Y NORMALIZACIÓN DE MATERIALES, MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS.



P L A N T A



SECCION TRANSVERSAL 2-2

PLANO N° 4	
1187870	
	UNAM
FACULTAD DE INGENIERIA	
ENTRONQUE AEROPUERTO INTERNACIONAL	RAMPA SALIDA B-B' PLANO GRAL.
FECHA	ESC. SN
	E. E. C. O.

CUADRO 4.1

(PILOTES)

		N° DE PILOTES	LONGITUDES			DIMENS. TRANSVS.
			LONG. INF.	LONG. SUP.	LONG. TOTAL	
PUENTE DE ACCESO.	PILA 2	12	15.5	15	30.5	50 x 50
	PILA 3	14	15.5	15	30.5	50 x 50
	PILA 4	14	15.5	15	30.5	50 x 50
	PILA 5	12	15.5	15	30.5	50 x 50
PUENTE DE SALIDA.	PILA 8	16	15.5	15	30.5	50 x 50
	PILA 9	16	15.5	15	30.5	50 x 50
	PILA 10	18	15.5	15	30.5	50 x 50
	PILA 11	16	15.5	15	30.5	50 x 50
	PILA 12	16	15.5	15	30.5	50 x 50
	PILA 13	16	15.5	15	30.5	50 x 50
PUENTES DE ACCESO Y SALIDA.	ESTRIBO 1	14	15.5	15	30.5	50 x 50
	ESTRIBO 6	20	15.5	15	30.5	50 x 50
	ESTRIBO 7	18	15.5	15	30.5	50 x 50
	ESTRIBO 14	22	15.5	15	30.5	50 x 50
	TOTALES	222				

Volúmen de Concreto de un Pilote = 5.77 m³

Acero de un Pilote = 517 kgs.

Peso de un Pilote = 12.6 + .517 = 13.2 Tcn. de 30.5m de long.c/u

Peso Total de los Pilotes utilizados = 2930 Ton.
(1280 m³ de concreto y 114.7 ton. de acero)

4.2

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LAS ZAPATAS
DE CIMENTACION DE LAS COLUMNAS 2,3,4,5,8,9,
10,11,12 y 13 DEL ENTROQUE AEROPUERTO IN-
TERNACIONAL "BENITO JUAREZ".

4.2.1

La Excavación.

Se realizó a cielo abierto limitada por taludes perimétrales - con una inclinación de 0.25:1 horizontal a vertical.

El ancho máximo del fondo de la excavación será igual al ancho de proyecto de cada zapata más 1.50m vg. La zapata N°10, tiene de proyecto 9.90m de ancho más 1.5m = 11.4m y de largo 12.20m + 1.5 = 13.7m siendo ésta la única rectangular, ya que todas las restantes son cuadradas, es la que tiene más excentricidad por lo que cuenta con el mayor número de pilotes de todas, la excentricidad es de 2.55m, respecto al eje mayor de la zapata.

La mayoría de las zapatas tienen una altura de 1.30 a 1.45m, - estas dimensiones pueden checarse en el Plano 6. Los diámetros de varillas en la parte inferior de las zapatas son del número 10 y 12 y en la parte superior es del 4, con separadores distribuidos convenientemente. Ver Cuadro 4.2.A

4.2.2 PROCESO CONSTRUCTIVO DE LAS ZAPATAS.

Después de hincados los pilotes, se inicia la excavación como se indica a continuación y en el Plano N°6.

La excavación se ejecuta en una sola etapa y en toda el área - de la zapata, iniciando inmediatamente la demolición de los pilotes, conforme éstos se fueren descubriendo, siendo necesario dejar una longitud de pilote mínima de 30cm antes de llegar a la máxima profundidad de desplante, una vez excavado hasta la profundidad de desplante de cada zapata, se procedió a colar - la plantilla de 10cm de espesor con un concreto pobre con acelerante de fraguado ($f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$). Dos horas después de colada la plantilla, se continuó con la demolición de la parte restante de los pilotes de acuerdo a lo ya expuesto.

Terminados estos trabajos se procedió a colocar el armado de - la zapata, ligándola con el acero de refuerzo de los pilotes, este acero es preparado con anterioridad con ganchos y escuadras de acuerdo al proyecto, por lo que el armado es sumamente rápido. Ver Foto N°3.

Lograda la continuidad del armado de los pilotes con la de la zapata, se efectúa el cimbrado y colado de la misma, dejando - las preparaciones necesarias para ligar el armado de la zapata con el armado de la columna, como se indica en el Plano Estructural N°6.

Por ningún motivo debe iniciarse la excavación de la cimentación sin tener habilitado el acero de refuerzo de la zapata. - No deberán transcurrir más de 12 hrs entre el momento en que se alcanza la máxima profundidad de excavación y que se cuele la plantilla. Asimismo el período comprendido entre el colado de la plantilla y el colado de la zapata de cimentación, no de

be exceder de 72 horas. Una vez colada la zapata, se procede de inmediato al armado y colado de la columna, no debe efectuarse el colado de la trabe superior (cabeza) hasta que el concreto de la columna haya alcanzado su resistencia de proyecto.

4.2.3 CONTROL DE FILTRACIONES.

Para los casos en que se presentan filtraciones, éstas se controlan mediante la construcción de dos cárcamos de bombeo de 30cm de profundidad, conectados por medio de una zanja rellena de grava limpia, localizados convenientemente.

En este caso los dos cárcamos se construyeron en esquinas opuestas a la zapata y unidos por la zanja que se construyó a 75cm de la zapata alrededor de ésta y con una pendiente hacia los cárcamos, éstos recolectan el agua producto de las filtraciones desde los cuales se extrae el agua mediante bombas autocebantes de 2" Ø. Se deben tener las bombas y personal capacitado y suficiente, con objeto de que si se presentan lluvias en períodos normales de trabajo o en fines de semana no se inunde la excavación.

El control de filtraciones se inicia en el momento en que se alcanza la máxima profundidad de excavación y se suspende cuando se comienza la colocación del relleno.

4.2.4 LA ETAPA DE RELLENO.

Se inicia cuando se termina de construir la zapata y columna; para el relleno del espacio libre, se utiliza un material del tipo areno-limoso (tepetate), cuyo contenido de partículas que pasan la malla 200, no exceda del 25%. El tendido debe ser consistente y se efectúa en capas de espesor compacto máximo de 30cm compactándose al 90% de su peso volumétrico seco máximo con respecto a la norma proctor estándar que corresponde al material empleado. El equipo que se utilizó fue del tipo vibratorio con un peso aproximado de .5 toneladas, las últimas capas debieron compactarse al 100% con relación al peso volumétrico seco máximo de la prueba proctor.

4.2.5 CONTROL DE MOVIMIENTOS.

Con el objeto de observar la magnitud de los movimientos que se presentan, posteriores a la construcción de la zapata de cimentación, se instalaron 4 bancos de nivel superficial, localizados uno en cada esquina de la zapata, N° 10, 11 y 4.

Estos bancos se señalan con pintura o varillas ahogadas en el concreto y procurando que durante el proceso no se destruyan.

Antes de iniciar el relleno la cota de estos bancos se traslada a la columna a un punto situado a 1m arriba del nivel de camellón con el objeto de no perder la continuidad de las lecturas.

Estas lecturas se inician después de colada la zapata y se continúan durante la construcción de la superestructura.

Terminada la construcción, se continúa con las nivelaciones de cada columna con el objeto de observar su comportamiento a largo plazo. Las lecturas se efectúan tres veces por semana, después de coladas las zapatas y hasta el colado de la columna; una vez por semana, desde el colado de la columna hasta el colado de la superestructura; en caso de que el tiempo en iniciar el colado de ésta sea mayor de un mes, la frecuencia de las lecturas del banco situado en la columna, se realizará una vez cada 15 días hasta la terminación del colado de los parapetos y colocación del pavimento. Una vez al mes hasta el inicio de operación del puente, dos veces al mes durante el primer año de operación y posteriormente una vez cada año.

Con estas lecturas se elaboran gráficas de movimientos VS tiempo con escala de movimientos de 1 a 1. Las gráficas de la etapa de construcción deben ir al día y revisadas por el personal técnico.

4.2.6

DISTRIBUCION DE PRESIONES.

Con objeto de conocer la distribución de presiones de la zapata de cimentación sobre el terreno, se instalaron en las columnas 4 y 10, dos gatos planos entre la plantilla de concreto pobre y la losa de la zapata. Fotos 1 y 2

Las mangueras de los gatos se pasan a través de la losa de la zapata, impermeabilizando los puntos de cruce. Los dos gatos se instalaron simétricamente entre el eje de la columna y el eje de los pilotes cercanos.

La lectura de los gatos se efectúa una vez por semana hasta el colado de las trabes superiores y una vez cada dos meses hasta la entrega. Con estas lecturas se elaboran gráficas presión VS tiempo, las cuales deben llevarse al día. Los gatos deben tener una capacidad de 1.5 kg/cm² y la mínima lectura que se pueda obtener en el manómetro debe ser de 0.10 kg/cm².

Estos trabajos deben ser realizados por personal estrictamente calificado para garantizar la obtención de información a corto y a largo plazo del comportamiento de la cimentación y de la superestructura del puente; en las fotos 1 y 2 se muestra el tipo de gatos planos colocados en la zapata 4 y 10 con los que a la fecha se puede determinar las presiones y cargas a que se encuentran sometidas la cimentación y el suelo subyacente.

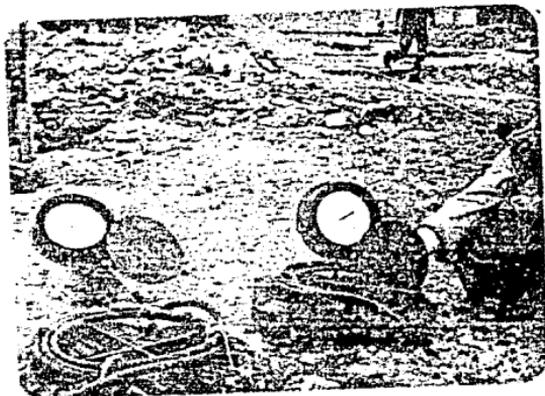


FOTO N° 1

Con objeto de conocer la distribución de presiones sobre el terreno de las zapatas de cimentación, se instalaron en las Columnas 1 y 10 dos gatos planos, entre la plantilla y losa de la zapata.

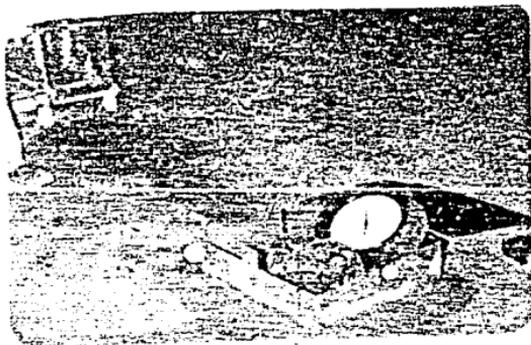
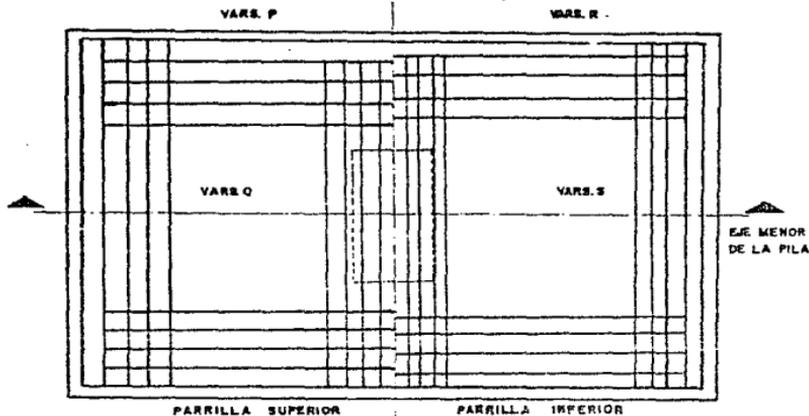


FOTO N° 2

En esta toma se aprecia el gato colocado en la plantilla con la manguera ahogada hasta la columna por donde saldrá a la superficie.

EJE MAYOR DE LA PILA

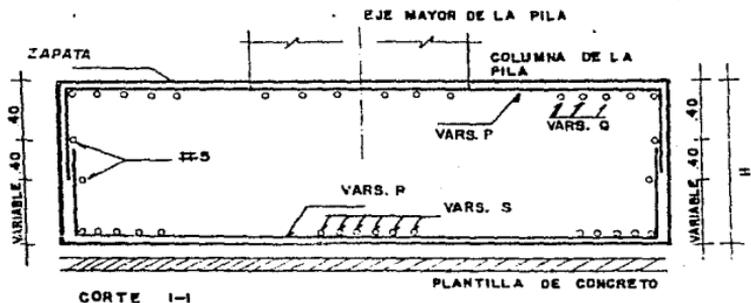
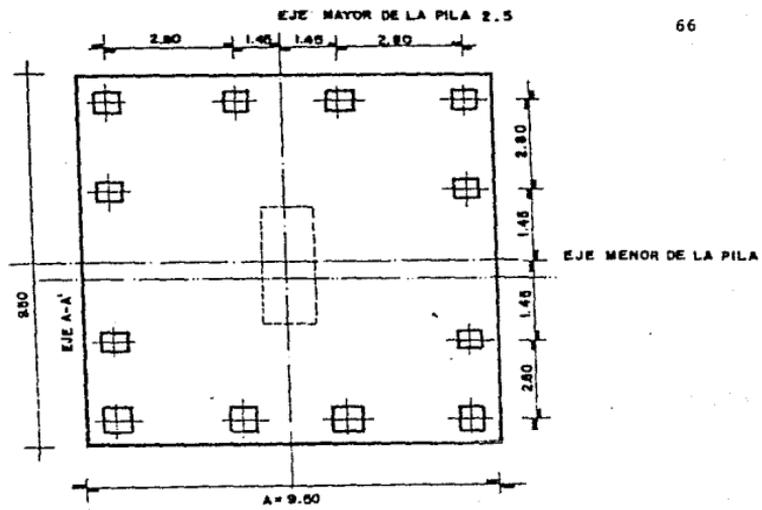
64



PLANTA PARA ZAPATAS (PILAS) 2,3,4,5,8,9,11,12 Y 13

Z A P A T A S												
PILA	DIMENSIONES				REFUERZO				PILOTES		FONDOS DE CIMENTACION	
	A	B	H	e ^o	P	Q	R	S	LT	NR	ELEVACION	LT ^o SUP
2	950	950	130	484	4e20	4e20	12e19	12e19	3050	12	4.10	
3	1000	1000	140	1300	4e18	4e18	10e18	10e18	3050	14	4.00	
4	1000	1000	140	748	4e18	4e18	10e18	10e18	3050	14	5.48	
5	950	950	130	300	4e20	4e20	10e17	10e17	3050	12	3.00	
8	1100	1100	145	620	4e17	4e17	12e16	12e16	3050	16	6.65	
9	1100	1100	135	190	4e18	4e18	12e16	12e16	3050	16	5.95	
10	950	1200	145	300	4e18	4e18	12e17	12e17	3050	16	5.35	
11	1100	1100	135	800	4e18	4e18	12e16	12e16	3050	16	6.80	
12	1100	1100	140	772	4e18	4e18	12e17	12e17	3050	16	6.80	
13	1100	1100	140	150	4e18	4e18	12e18	12e18	3050	16	6.60	

PLANO N° 6

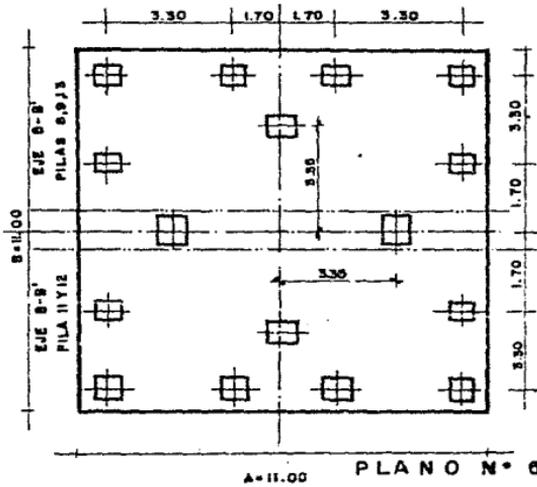
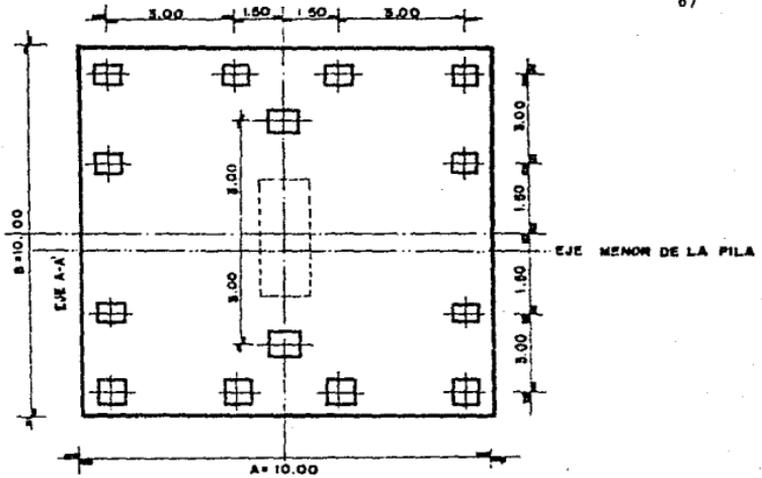


PLANO N° 6

UNAM
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
ENTRONQUE PUERTO AEREO
E.E.C.S.

EJE MAYOR DE LA PILA 3...4

67



A=11.00

PLANO N° 6

C U A D R O 4.2.A.

VOLUMEN DE CONCRETO EN ZAPATAS DE LOS
PUNTES A y B

PILA	VOLUMEN DE CONCRETO M3	PLANTILLAS M3
2	117.32	8.55
3	140.00	10.0
4	140.00	10.0
5	117.32	8.55
8	175.45	12.1
9	163.35	12.1
10	175.13	12.07
11	163.35	12.1
12	169.40	12.1
13	169.40	12.1

Concreto total utilizado en las zapatas de los dos puentes:

	ZAPATAS	PLANTILLAS
Puente de Entrada	514.64 m3	37.1
Puente de Salida	<u>1016.08 m3</u>	<u>72.57</u>
Volúmenes totales	1530.72 m3	109.67 m3

4.3 CONSTRUCCION DE PILAS.

Las pilas limitan la longitud total del puente en tramos o claros; el número de pilas construidas para el puente de salida (B-B') fueron 6, que se les denominó con los números 8, 9, 10, 11, 12, 13 y dos estribos registrados con los números 7 y 14; conformándose los tramos: 7-8, 8-9, 9-10, 10-11, 11-12, 12-13 y 13-14. Terminada la colocación de acero de refuerzo en las columnas, se procedió a cimbrar, empleando hojas de triplay reforzadas con polines de 10 x 10cm (tarimas); asimismo se utilizaron viguetas I para formar 3 anillos o zunchos convenientemente repartidos, los cuales garantizaron la estabilidad del elemento, el colado se realizó por medios mecánicos utilizando bomba estacionaria para elevar el concreto al nivel deseado.

En el Plano N°7, se muestran las dimensiones y armado de las pilas de ambos puentes, cuyo procedimiento constructivo fue muy semejante.

4.3.1 VOLUMEN DE CONCRETO COLOCADO POR PILA (PUENTES A y B)

ELEMENTO	VOL. DE CONCRETO	RECUBRIMIENTO (CM)	RESISTENCIA KG/CM ²
Pilas 8 y 9	10 M ³	14	250
Pila 10	9 M ³	14	250
Pilas 11 y 12	8 M ³	14	250
Pila 13	7 M ³	14	250
Pilas 2 y 3	8 M ³	14	250
Pilas 4 y 5	9 M ³	14	250

Verificaciones previas al colado de los elementos estructurales, revisión de:

- Eje de Fuente.
- Niveles de desplante y tope de colado.
- Dimensiones generales.
- Refuerzo estructural.
- Recubrimiento mínimo (5 cm)
- Equipo para el vibrado del concreto en condiciones óptimas de operación.
- Plomeo de cimbra.

- h) Limpieza general.
- i) Acabados (buñas y entrecalles).
- j) Excentricidades.

Personal utilizado para el colado de pilas:

- 1 Cabo
- 3 Oficiales Albañiles.
- 6 Peones.
- 1 Equipo de Bombeo.
- 2 Vibradores.

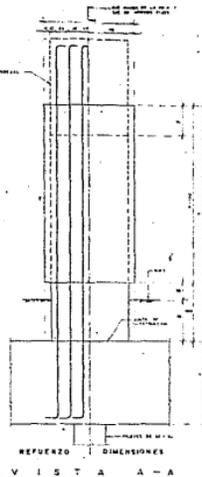
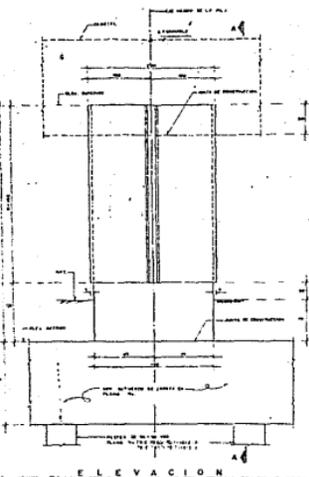
4.3.2 PROCESO CONSTRUCTIVO DE LAS PILAS.

Coladas las pilas se procedió a rellenar con material arenolimoso (tepetate) la parte superior de las zapatas y zonas laterales, verificando que éste se colocara correctamente, por capas de 30cm y se alcanzara la compactación de proyecto que fué muy importante, ya que sobre esta zona se desplantaría -- posteriormente la cimbra para el colado de cabezales y los anclajes para el colado de las trabes portantes y portadas. (Fotografía N°8)

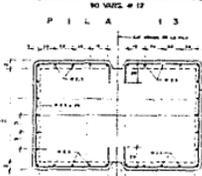
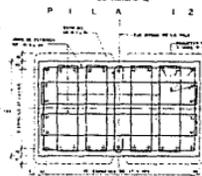
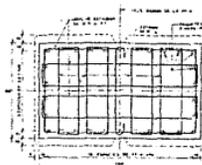
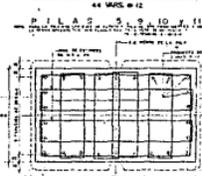
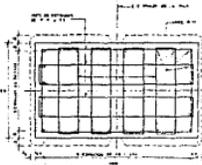
La cimbra se retiró al tener alcanzado el 80% de la resistencia especificada y no se podía aplicar carga hasta que no se tuviera el 100% de la resistencia de proyecto, retirada la -- cimbra, se aplicó una película de curacreto con equipo aspersor cuyo objetivo fué el de evitar la pérdida de humedad durante las primeras etapas de hidratación del cemento y mantener una temperatura favorable para poder obtener las propiedades deseadas de estos elementos, ya que una pérdida de humedad acelerada, ocasiona retracciones por secamiento y desarrollo de fisuras en la pasta.

Los compuestos utilizados en todas las estructuras de concreto tanto en la subestructura como en la superestructura, fueron esencialmente ceras y resinas que garantizaron la protección hasta lograr una resistencia mínima del 70%, debido a la dificultad de contar con un suministro constante de agua, se optó por el curado a base de compuestos líquidos que conformaron membranas impermeables con resultados muy satisfactorios en eficiencia, simplicidad y menor costo.

Es muy importante considerar durante la colocación del concreto la temperatura ambiente, ya que la absorción de calor originado por la radiación solar y por el calor de hidratación del cemento puede provocar agrietamientos considerables por -- contracción plástica en estado fresco y al disminuir poste --



DIMENSIONES				
PILA	N	H	SECCION TRANSVERSAL	SECCION COLUMNA
1	130	330.9	32.40	36.219
2	140	424.9	32.40	36.491
3	140	468.9	31.80	35.903
4	130	419.2	31.80	35.941
5	130	459.6	32.40	36.478
6	130	536.3	30.90	35.305
7	140	387.8	31.20	35.719
8	130	381.7	31.20	35.782
9	140	412.2	32.20	36.192
10	140	285.7	34.80	37.451



NOTAS GENERALES

1. El presente proyecto es el resultado de un estudio preliminar de ingeniería estructural, elaborado en el mes de mayo de 1964, en el marco del programa de estudios de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Ingeniería.
2. El presente proyecto es el resultado de un estudio preliminar de ingeniería estructural, elaborado en el mes de mayo de 1964, en el marco del programa de estudios de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Ingeniería.
3. El presente proyecto es el resultado de un estudio preliminar de ingeniería estructural, elaborado en el mes de mayo de 1964, en el marco del programa de estudios de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Ingeniería.

MATERIALES

1. Acero: Estructural, tipo A-36.
2. Cemento: Tipo I, marca "Puma".
3. Arena: Tipo II, marca "Puma".

REFERENCIAS

1. Norma Ecuatoriana N° 10, Reglamento de Construcción para Edificios de Múltiples Usos, 1964.
2. Norma Ecuatoriana N° 11, Reglamento de Construcción para Edificios de Múltiples Usos, 1964.
3. Norma Ecuatoriana N° 12, Reglamento de Construcción para Edificios de Múltiples Usos, 1964.

NOTAS ADICIONALES

Este proyecto es un estudio preliminar de ingeniería estructural, elaborado en el mes de mayo de 1964, en el marco del programa de estudios de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Ingeniería.



PLANO N° 7

UNAM

FACULTAD DE INGENIERIA

ENTROQUE AEROPORTO INTERNACIONAL

PILAS 2, 3, 4, 5, 6, 9, 10, 11, 12

E.C.C.O.

E.C.C.O.

E.C.C.O.

riormente la temperatura como contracción por secamiento.

Por lo que un buen curado, nos garantiza un alto grado de durabilidad, resistencia y una reducción del agrietamiento de las estructuras acorde con las condiciones de servicio solicitadas.

4.4 CONSTRUCCION DE CABEZALES.

Generalidades.

Terminada la construcción de las pilas, se procedió al armado y cimbrado de los cabezales; (ver fotos N° 4 y 5 y cortes A y B) el efectuarse el armado de las pilas, se consideró una longitud de anclaje de las varillas verticales del número 12 que se traslapó con el acero horizontal a nivel subcorona y corona del cabezal, como se muestra en el Plano N° 8.

El cabezal es la estructura principal de soporte, ya que recibe la carga de las trabes portantes y portadas, por medio de cinco apoyos fijos de neopreno con las siguientes características: espesor total = 4.1cm y formado por dos placas de neopreno de 0.3cm extremas y dos de 1.3cm intermedias, además tres placas de acero intermedias de 0.3cm; estos neoprenos se colocaron sobre la capa superior de los cabezales con las siguientes dimensiones: en el lado sur, dos apoyos de 40 x 90 x 4.1cm; en el lado norte, dos de 45 x 90 x 4.1cm y dos laterales inclinados de 1.3 x 2.0 x 70cm.

En los cabezales se dejaron dos huecos para los dientes de las trabes cajón, de 50 x 52cm y 50cm de altura, en sus cuatro lados se colocaron placas de neopreno de 1.3cm de espesor.

Todos los apoyos de las trabes sobre los cabezales fueron fijos y de hule vulcanizado debiéndose ubicar nivelados. Para absorber la sobre elevación, se colocaron bancos de mortero (cemento-arena en relación 1:2, con aditivo estabilizador de volumen) con la sobre elevación correspondiente.

4.4.1. ADECUACIONES REALIZADAS AL PROYECTO POR PROBLEMAS DE CAMPO.

Debido a la gran cantidad de acero en los cabezales y pilas, conformado por paquetes de tres varillas del número 12 a muy corta distancia que impedían la correcta colocación del concreto (Plano N° 8), se decidió cortar una varilla en las Pilas 8 y 9, con esta solución fue posible efectuar correctamente el colado del cabezal, esto originó que se realizara un estudio para disminuir la cantidad de acero y se resolvió, colocando cuatro cables de preesfuerzo de 8.5m de longitud promedio, con 34 alambres de 7mm de ϕ y $F_{sr} = 16500 \text{ kg/cm}^2$ únicamente.

te en los cabezales 8 y 9 de este puente y en todos los cabezales del puente de acceso. El acero de preesfuerzo se colocó en los cabezales de las Pilas 2, 3, 4 y 5, en cada cabezal se colocaron cuatro cables de preesfuerzo (dos de 5.8m y dos de 4.6m) cada uno con 36 alambres de 7mm de ϕ , $T_o=156$ Ton/cable y un $F_{sr}=16500$ kg/cm². Además de los cuatro cables horizontales, se colocó uno vertical en cada pila en la parte baja de la sobre elevación del cabezal que es la zona donde pueden presentarse los mayores esfuerzos, debido a la excentricidad del puente.

El apoyo de los cables horizontales (Figura 4.4) quedó ahogado en la primera etapa de colado, dejando el anclaje móvil descubierto en la parte extrema del cabezal cuyo colado fué posterior al tensado de todos los cables, asimismo en la primera etapa de colado se instaló el cable vertical.

Conveniencias del Postensado.

- a) Mejor distribución del concreto.
- b) Mayor adherencia del acero.
- c) Aumento de la capacidad de carga del elemento.
- d) Facilidad de colado.
- e) Opción de tener elementos más esbeltos cubriendo mayores claros.

Materiales utilizados en la construcción de los cabezales 10, 11, 12 y 13.

- 1.- Concreto $f'c = 250$ kg/cm²
- 2.- Acero de refuerzo $f_y = 4000$ kg/cm²
- 3.- Tamaño máximo del agregado grueso 1 1/2"
- 4.- Neopreno de dureza SHORE 60

4.4.2 PROCESO CONSTRUCTIVO, DIMENSIONES Y VOLUMENES DE LOS CABEZALES.

Se prepara y coloca la cimbra para soportar el armado del cabezal, se instala el acero de refuerzo marcado en proyecto, posteriormente se inicia la colocación del acero de preesfuerzo. Es importante revisar y hacer coincidir las coordenadas de los cables reales con las del proyecto, ya que cualquier deslizamiento que éste sufra, modificará las características de resistencia en esa área del cabezal. Terminada la etapa de instalación del acero de preesfuerzo con los ductos para la futura inyección de lechada, se procede a cimbrar el cabezal, de-

jando afuera de la cimbra la cabeza de los cables por donde se introducirá el gato para el tensado de éstos y posteriormente efectuar la segunda etapa de colado. (zona de apoyo móvil)

Sólo después de que el concreto utilizado alcance la resistencia de proyecto, se podrá efectuar la etapa de tensado; en la Tabla 4.4.2., se indican las excentricidades, dimensiones y volúmenes de los cabezales y estribos de ambos puentes.

4.4.3 PROCEDIMIENTO DE TENSADO DE LOS CABEZALES.

- 1.- El tensado de los cables se efectuará en el extremo del anclaje móvil, quedando el otro anclaje fijo, ahogado en el concreto.
- 2.- Coeficientes de fricción supuestos.
 - a) Coeficiente de fricción por longitud $K=0$, coeficiente de curvatura $\mathcal{K} = 0.20$
 - b) Pérdida de fricción $T_2 = T_1 e^{-(KL+M\theta)}$
- 3.- Carga de tensión máxima que proporcionarán los gatos en el tensado = 170 Ton.
- 4.- Se inyectó lechada en todos los ductos con una presión de 8 a 10 kg/cm² (debe verificarse que ésta llene el ducto totalmente).
- 5.- El equipo de tensado fué:
 - a) 2 gatos equipados con manómetros que se calibran después de cada etapa y con una capacidad de 200 Ton.
 - b) Se elaboraron gráficas esfuerzo-deformación de los alambres.
 - c) 2 bombas de inyección.
- 6.- El deslizamiento al anclar no debió ser mayor de 2 mm.
- 7.- Los anclajes del refuerzo llevan refuerzo espiral alrededor del embudo.

En la Fig. 4.4.3., se muestran los cuadros de aplicación de cargas a los cabezales 10, 11 y 12, que se realizaron por pares en forma descendente, carga máxima y deformación máxima del embudo.

Fuó importante respetar las excentricidades de los cabezales, para lo cual se tuvo mucho cuidado al trazar el eje de las

FOTO N° 3

ARMADO DE ZAPATA.

Armado de Zapata y liga con el acero de la cabeza de los pilotes, cuya demolición se realizó antes de iniciar el armado de las zapatas.

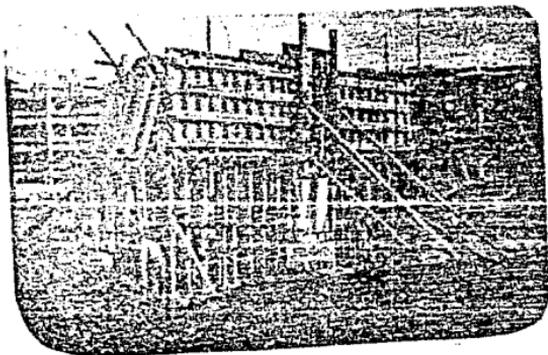
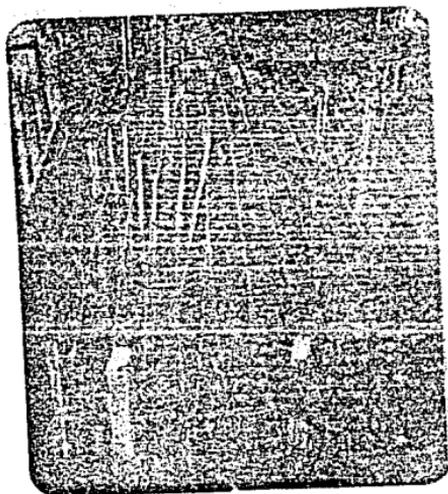


FOTO N° 4

CIMBRA DE CABEZAL.

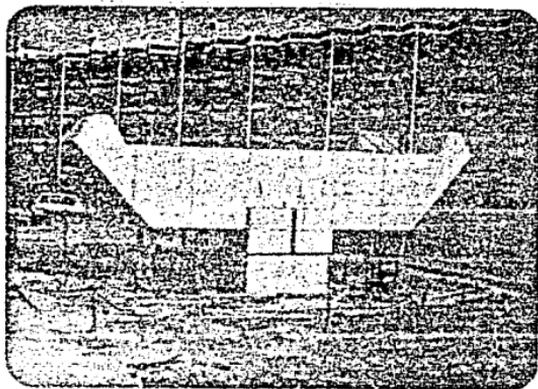


FOTO N° 5

Cabezal terminado y listo para recibir las traves portantes de doble cajón B-B , y cajón sencillo Rampa A-A'

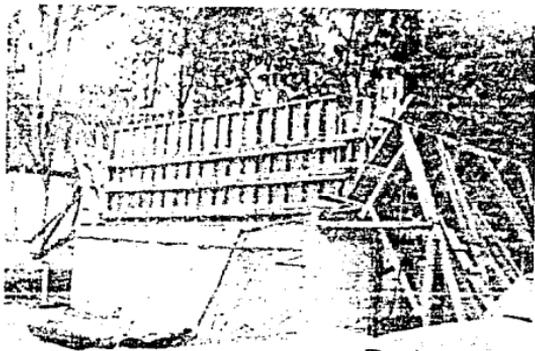
FOTO N° 6
ESTRIBO.



FOTO N° 7

Demolición de la cabeza de los pilotes, necesaria para ligar este elemento con el cuerpo de la zapata.

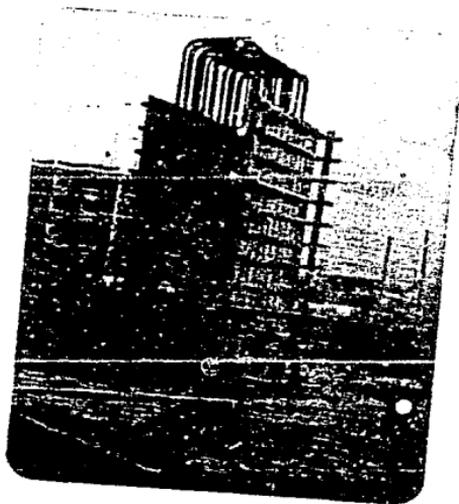
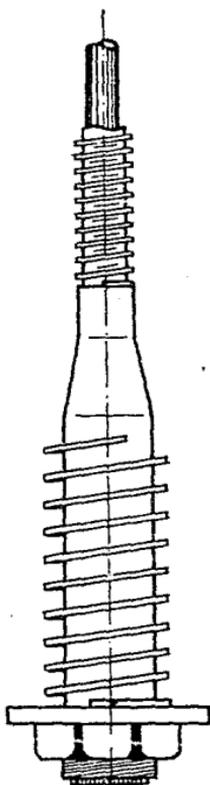


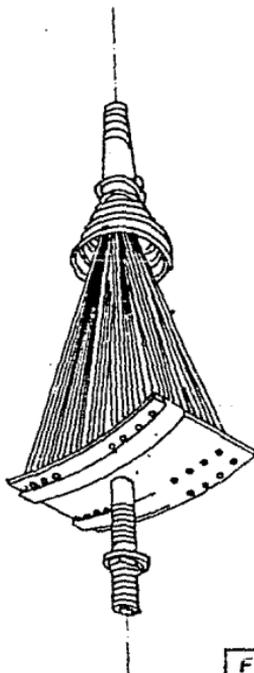
FOTO N° 8

CONSTRUCCION DE LAS PILLAS.

Puede observarse la cimbra utilizada y la gran cantidad de acero del N° 12 en paquetes, necesario para poder soportar las cargas de la subestructura.



ANCLAJE MOVIL
BBRV TIPO M-36



ANCLAJE FIJO
BBRV S-36

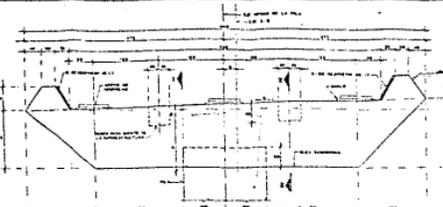
FIG.4.4

VOLUMEN DE CONCRETO, DIMENSIONES GENERALES Y EXCENTRICIDADES DE
LOS CABEZALES DE PROYECTO CONSTRUIDOS EN AMBOS PUESTES.

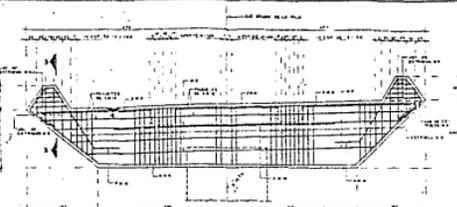
CABEZAL.	VOLUMEN.	A	A'	B	B'	e	ANCHO CALZADA.	ANCHO TOTAL	SEMI-ANCHO TOTAL.		e
P-2	17.2	1.53	1.82	3.2	6.46	.482	7.267	9.667	4.834	4.350	0.482
P-3	17.8	1.55	1.93	3.2	6.46	1.30	8.90	11.30	5.350	4.350	1.300
P-4	17.8	1.49	1.81	3.2	6.46	0.74	7.796	10.196	5.098	4.350	0.748
P-5	17.2	1.52	1.74	3.2	6.46	0.3	6.90	9.30	4.650	4.350	0.300
P-8	19.5	1.83	2.00	6.2	9.46	.62	11.156	13.256	6.628	6.000	0.628
P-9	19.7	1.87	1.94	6.2	9.46	.19	10.280	12.380	6.190	6.000	0.190
P-10	19.7	1.76	2.10	6.2	9.46	.03	10.439	12.539	6.270	6.300	0.030
P-11	19.7	1.67	2.20	6.2	9.46	.85	12.20	14.30	7.150	6.300	0.850
P-12	19.5	1.69	2.20	6.2	9.46	.77	12.044	14.144	7.072	6.300	0.772
P-13	19.5	1.78	2.10	6.2	9.46	.15	10.20	12.30	6.150	6.300	0.150
E-1						0.3	6.90	9.30	4.650	4.350	0.300
E-6						0.3	6.90	9.30	4.650	4.350	0.300
E-7						0.65	11.20	13.30	6.650	6.000	0.650
E-14						-0.15	10.20	12.30	6.150	6.300	-0.150

TABLA 4.4.2

ESTA TERCERA NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

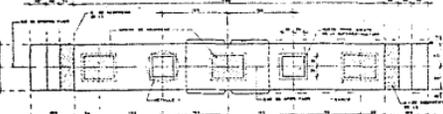


ELEVACION (DIMENSIONES)

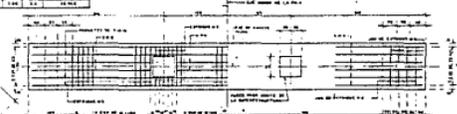


ELEVACION (REFUERZO)

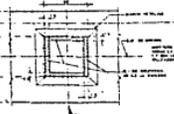
CABEZALES	
NO.	DESCRIPCION
1	100 x 100 x 100
2	100 x 100 x 100
3	100 x 100 x 100
4	100 x 100 x 100
5	100 x 100 x 100
6	100 x 100 x 100
7	100 x 100 x 100
8	100 x 100 x 100
9	100 x 100 x 100
10	100 x 100 x 100
11	100 x 100 x 100
12	100 x 100 x 100
13	100 x 100 x 100
14	100 x 100 x 100
15	100 x 100 x 100
16	100 x 100 x 100
17	100 x 100 x 100
18	100 x 100 x 100
19	100 x 100 x 100
20	100 x 100 x 100
21	100 x 100 x 100
22	100 x 100 x 100
23	100 x 100 x 100
24	100 x 100 x 100
25	100 x 100 x 100
26	100 x 100 x 100
27	100 x 100 x 100
28	100 x 100 x 100
29	100 x 100 x 100
30	100 x 100 x 100
31	100 x 100 x 100
32	100 x 100 x 100
33	100 x 100 x 100
34	100 x 100 x 100
35	100 x 100 x 100
36	100 x 100 x 100
37	100 x 100 x 100
38	100 x 100 x 100
39	100 x 100 x 100
40	100 x 100 x 100
41	100 x 100 x 100
42	100 x 100 x 100
43	100 x 100 x 100
44	100 x 100 x 100
45	100 x 100 x 100
46	100 x 100 x 100
47	100 x 100 x 100
48	100 x 100 x 100
49	100 x 100 x 100
50	100 x 100 x 100



PLANTA (DIMENSIONES)



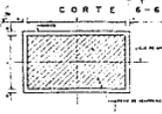
PLANTA (REFUERZO)



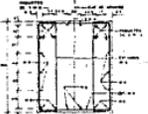
DETALLE 1



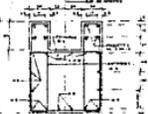
DETALLE 2



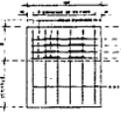
PLANTA APOYOS



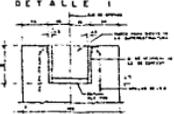
CORTE 1-1



CORTE 2-2



CORTE 3-3



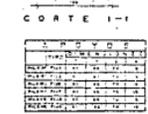
CORTE 5-5



ELEVACION APOYO FIJO EN PILAS 8, 9, 10, 11, 12 y 13



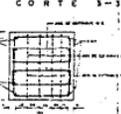
CORTE 6-6



CORTE 7-7



CORTE 8-8



CORTE 9-9

MARCO METALICO

CORTE 4-4

NOTAS GENERALES

1. El presente proyecto es de carácter preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras definitivas.
2. El presente proyecto es de carácter preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras definitivas.
3. El presente proyecto es de carácter preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras definitivas.
4. El presente proyecto es de carácter preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras definitivas.
5. El presente proyecto es de carácter preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras definitivas.
6. El presente proyecto es de carácter preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras definitivas.
7. El presente proyecto es de carácter preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras definitivas.
8. El presente proyecto es de carácter preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras definitivas.
9. El presente proyecto es de carácter preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras definitivas.
10. El presente proyecto es de carácter preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras definitivas.
11. El presente proyecto es de carácter preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras definitivas.
12. El presente proyecto es de carácter preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras definitivas.
13. El presente proyecto es de carácter preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras definitivas.
14. El presente proyecto es de carácter preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras definitivas.
15. El presente proyecto es de carácter preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras definitivas.
16. El presente proyecto es de carácter preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras definitivas.
17. El presente proyecto es de carácter preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras definitivas.
18. El presente proyecto es de carácter preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras definitivas.
19. El presente proyecto es de carácter preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras definitivas.
20. El presente proyecto es de carácter preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras definitivas.

REFUERZO

El presente proyecto es de carácter preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras definitivas.

NOTAS ADICIONALES

El presente proyecto es de carácter preliminar y no debe utilizarse para la construcción de obras definitivas.

DETALLES DEL REFUERZO

PLANO N° 8

UNAM

FACULTAD DE INGENIERIA

ENTRONQUE AEROPUERTO INTERNACIONAL

RAMPA DE SALIDA B1 CABEZAL Y APOYOS DE PILAS 8, 9, 10, 11, 12 Y 13

ESCALA: SIN E.C.C.O.

zapatas y eje del puente, la diferencia entre estos dos nos da la excentricidad de proyecto.

De vital importancia se consideró la correcta construcción de los cabezales y verificación adecuada de los mismos, chequeándose todas sus dimensiones, niveles, sobre elevaciones, coordenadas de cables de preesfuerzo, acero de refuerzo, elevaciones y ángulos de las uñas, niveles de bancos de apoyo, cimbras y la correcta colocación del concreto.

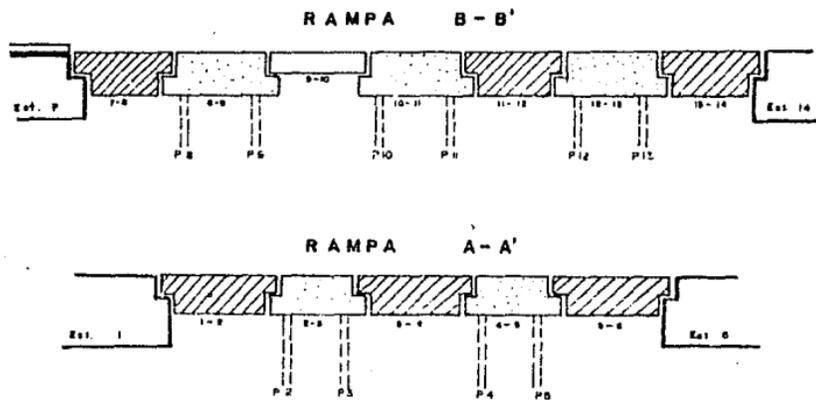
Cabe señalar que la cantidad de apoyos fijos en cada uno de los cabezales fué variable, por ejemplo; en los de las Pilas 2, 3, 4 y 5, sólo se colocó un diente en cada pila, así como uno en los muros de apoyo de los estribos 1 y 6.

4.5 SUPERESTRUCTURA.

Las superestructuras las forman las superficies de rodamiento y los elementos de transmisión de las cargas de los vehículos a los apoyos (estribos o columnas), pueden ser de diversos materiales como es el utilizar concretos de mayor calidad Tipo B, aceros de alta resistencia a la tensión, con estos materiales se ensayan nuevas técnicas de cálculo para nervaduras con el fin de cubrir mayores claros; los tipos de superestructura más comunes son:

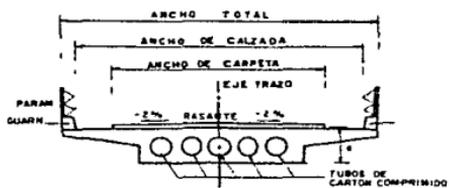
T I P O	MATERIAL	CLARO (M)
Arcos circulares.	Mampostería	8 - 15
Losa plana maciza	Concreto Reforzado	8 - 10
Losa plana aligerada	" "	8 - 15
Losa diptera e $\frac{L}{20}$ *	" "	12 - 20
Losa nervurada h $\frac{L}{12}$ *	" "	12 - 30
Sección cajon trapecial *	" "	15 - 30
Media Sección Longitudinal Tipo Cantiliver.	" "	40 ó más
Arcos	" "	30 ó más
Arcos	Acero	60 ó más
Losa sobre Vigas I	Concreto Preesforzado.	30 - 45
Atirantados.	Acero	100 ó más
Colgantes	Acero	200 ó más

* Ver. Figura 4.5.1



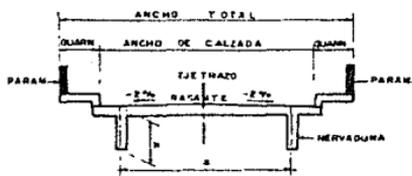
ENTRONQUE AEROPUERTO

FIG. 4.5



$$h \approx L/20$$

LOSA DIPTERA ALIGERADA

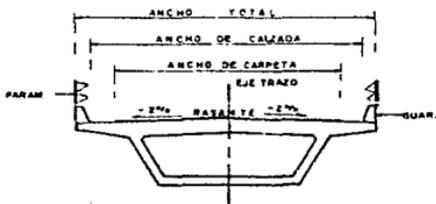


$$h \approx L/12$$

SEGUN AASHTO:

$$h_{\text{min}} = 0.1524 + L/18$$

LOSA NERVURADA



CLARO DE 15 A 30 m.

CONCRETO REFORZADO

SECCION CAJON TRAPECIAL

FIG. 4.5.1

En los dos puentes del Entronque la superestructura utilizada se resolvió a base de traveses cajón de sección trapecial, con una nervadura central y otras transversales, como se observa en los cortes A y B del puente.

4.5.1 CONSTRUCCION DE TRAVESES CAJON.

Como se observa en el Plano N° 4, la superestructura está formada por diferentes tipos de traveses (Portantes, Portadas y -- Apoyadas). ver Fig. 4.5 y Tabla de Volúmenes 4.5.6

- a) Portante.- Descarga en dos cabezales y directamente sobre los apoyos fijos de neopreno y preparaciones para dientes de las traveses. En los tramos en cantiliver, las traveses tienen apoyos libres en un extremo y fijo en el otro con preparaciones para dientes.
- b) Portada.- Descansa directamente sobre dos traveses portantes, teniendo un apoyo fijo y uno móvil la transmisión de cargas se realiza a través de los apoyos de neopreno.
- c) Apoyada.- Transmite las cargas a una traveses portante y sobre el muro principal de los estribos, teniendo un apoyo fijo y uno móvil, en el apoyo fijo (muro del estribo) se colocaron los dientes. Es importante cuidar que la cimbra entre dos traveses quede correctamente colocada y garantizar el espacio mínimo de 5cm en la parte inferior y superior de las mismas para absorber las deformaciones por temperatura.

4.5.2 PROCESO CONSTRUCTIVO

4.5.2.1 CIMBRAS UTILIZADAS:

Cuando se terminó la construcción de cabezales y éstos alcanzaron la resistencia de proyecto, se procedió a la construcción de las traveses que unirían cada uno de los tramos; las primeras actividades consistieron en la revisión de los ejes del puente, así como las sobre elevaciones y excentricidades de las zonas voladas (área de banquetas y parapetos); definido el trazo, se estudiaron las diferentes alternativas para soportar y cimbrar las traveses.

Alternativas Propuestas.

- 1) Moldes metálicos prefabricados para las nervaduras.
- 2) Tarimas de triplay para fondear y colar nervaduras.
- 3) Obra falsa a base de marcos tubulares de alta resistencia.
- 4) Construcción de terraplenes a base de tepetate compactado.

La 1a. y 4a. alternativa, fueron rechazadas por su alto costo e inoperancia en las condiciones existentes; por lo que se decidió por la Obra falsa de marcos de acero intercambiables -- con tornillos para ajustar la cimbra y quedar conforme a los niveles de proyecto, y la cimbra de contacto de madera a base de tarimas de triplay, ver Fig.4.5.2.1.

Para el desplante de la obra falsa se mejoró el terreno a lo largo y ancho del puente, y se coló un firme de concreto pobre de 100 kg/cm² y 10cm de espesor, para evitar cualquier posible hundimiento.

Ventajas obtenidas de la Obra Falsa Metálica.

- * Ahorro de tiempo.- Se disminuyeron las barras del programa general, así como las molestias a la Ciudadanía, debido a la rapidez del montaje en los cruces de la vialidad.
- * Disminución del costo.- Sobre todo si se compara con la utilización de un sistema tradicional a base de marcos y vigas de madera.
- * Mayor seguridad.- Tanto del personal como de la estructura.
- * Mayor limpieza y presentación de la obra.

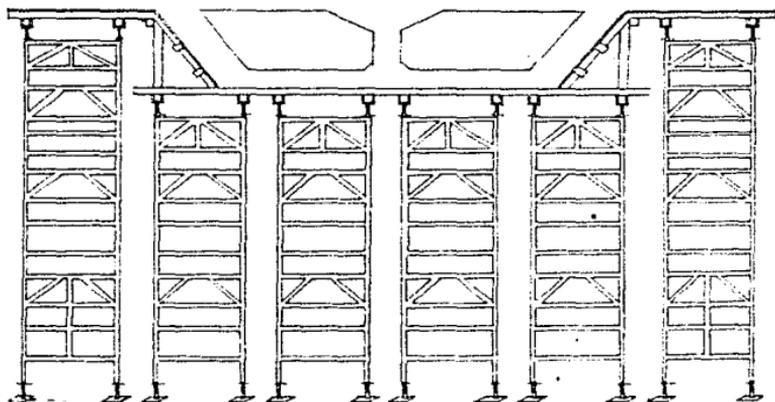
Descripción de la Estructura Tubular.

Debido a que la carga muerta es considerable, se solicitaron marcos tubulares reforzados con tornillos de ajuste en la base (parte inferior y superior), además del contraventado correspondiente para dar mayor rigidez a las torres.

Con este tipo de cimbra se garantizó un esfuerzo permisible - mínimo de 5000 kg/pata para un ajuste de tornillos de 0 a 60cm, y 3500 kg/pata para un ajuste de tornillo de 60 a 80cm, - en cada uno de los marcos de 162cm de altura x 122cm de ancho con un peso de 23.5 kgs y hasta 10 marcos de altura con un $f_s = 2.5 \text{ kg/cm}^2$ como promedio; de lo anterior, se desprende - que para dar la altura de proyecto se utilizaron 3 niveles de marcos para alcanzar la parte inferior de las trabes cajón y cuatro niveles en las partes laterales del puente; sobre los tornillos de ajuste con cabezal, se colocaron las vigas metálicas con sección transversal de 10.16 x 10.16cm y un peso de 14 kg y 2.13m de longitud, este tipo de vigas garantizó un momento resistente máximo de 57000 kg-cm, sobre las bigas se colocaron a cada 40cm polines de madera de 10 x 10 y sobre éstos la madera de contacto, consistente en triplay de 19mm de espesor con una cara recubierta con resinas.

Para mayor seguridad, periódicamente se inspeccionaba la cim-

OBRA FALSA



En base al ancho del puente se toma la necesidad de colocar seis filas de marcos para recibir la cimbra de contacto.

FIG. 4.5.2.1.

bra, tanto en su estructura como en los niveles de proyecto, utilizando equipo de topografía.

Observaciones de la Obra Falsa.

- 1.- Cimbra de contacto (los polines deben sobresalir 15cm del andamio y sujetos en sus extremos para evitar deslizamientos fuera de las vigas metálicas).
- 2.- Tornillos de ajuste.- verificar que todos y cada uno de éstos no rebasen o se extiendan más de 30cm
- 3.- Verificar el buen estado, ajuste, niveles, alineamiento, dimensiones, distancia entre marcos, alturas del conjunto en todos sus componentes que son:
 - a) Coples.
 - b) Pernos de cierre.
 - c) Casquillos.
 - d) Crucetas.
 - e) Bases.
 - f) Juntas orientables.
 - g) Soportes diagonales (colocados para dar mayor rigidez y capacidad de carga a las torres):

Los tres puntos antes mencionados, se checkaron durante el proceso de cimbrado y armado de las trabes y antes de iniciar el vaciado del concreto.

4.5.2.2 CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE LA OBRA FALSA UTILIZADA.

La carga es transmitida a través de los marcos metálicos (pies derechos) y a su vez al piso de apoyo el cual deberá tener la suficiente resistencia, los pies derechos están ligados entre sí en las dos direcciones del plano horizontal por medio de crucetas, además los largueros y travesaños provocan un efecto de conjunto que garantiza la verticalidad de todos los marcos.

En base al ancho del puente, se tuvo la necesidad de colocar seis filas de marcos (ver Fig.4.5.2.2) con lo que se formaron cuadrículas de 1.20 + 1.23m; por lo que el área tributaria de un marco será:

$$A_t = 1.22 \times 2.44 = 2.93 \text{ m}^2$$

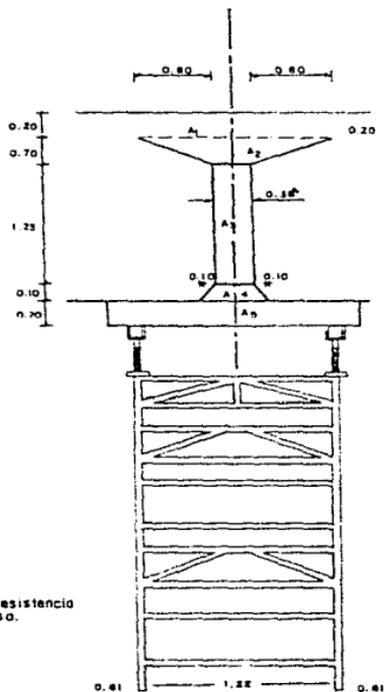
$$A_1 = 0.2 \times 2.44 = 0.488 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \frac{2+4}{2} \times .17 = 0.204 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 1.23 \times 0.4 = 0.492 \text{ m}^2$$

OBRA FALSA

87



Cálculo de la resistencia
de la Obra Falsa.

FIG. 4.5.2.2.

$$A4 = \frac{0.4+0.60}{2} \times 0.1 = 0.05 \text{ m}^2$$

$$A5 = 2.44 \times 0.2 = \frac{0.488}{1.722} \frac{\text{m}^2}{\text{m}^2}$$

El volúmen del área tributaria sera:

$$1.722 \times 1.22 = 2.1 \text{ m}^3$$

La carga total es:

$$Cm. = 2.1 \times 2.4 = 5042.0 \text{ kg/marco}$$

Carga por madera:

$$C. \text{ Mad.} = 0.06 \times cm = 0.06 \times 5042.0 = 302.52 \text{ kg/marco}$$

Carga viva:

$$CV = 250 \text{ kg/marco} \therefore CD = 5042 + 302 + 250 = 5594 \text{ kg/marco.}$$

Carga por pie derecho:

$$\frac{5594.0}{2} = 2797.0 \text{ kg/pie}$$

De acuerdo a la resistencia mínima especificada por el fabricante, por pie derecho 3600 kg/pata; 2797.3 \leq 3600; por lo tanto la cimbra es aceptada en esta pata que es la más crítica.

La altura real entre el nivel de terreno natural (vialidad de Consulado) y el intrados, varió de 2.0m en los apoyos de estribos a 5.123m, en el Tramo 4-5, y 5.0m de altura máxima en el cruce de vialidad de Consulado.

4.5.2.3 GENERALIDADES DE LAS CIMBRAS UTILIZADAS.

Definición.- Es una estructura provisional, cuya finalidad es soportar durante su construcción una estructura permanente -- hasta que ésta sea autosoportable.

En las estructuras de concreto la cimbra debe soportar el concreto fresco, el acero de refuerzo y las cargas vivas de construcción (materiales, equipo y trabajadores). El término Obras Falsa, se utiliza con sentido semejante al de cimbra, aunque suele aplicarse más bien a las estructuras que soportan a los elementos que están en contacto directo con el concreto.

El diseño de la cimbra constituye un aspecto esencial de la

construcción de una estructura de concreto influyendo en su costo que rara vez es inferior al 25% del costo total, en ocasiones llega a ser del orden del 50%, para disminuir el costo, se deben elegir cimbras que permitan un número elevado de usos (buscando materiales con mayor resistencia), tratando de no variar las dimensiones de los elementos de concreto (estandarizando las dimensiones de columnas, trabes, altura de en-trepiso, etc), el empleo de cimbras moduladas y prefabricadas que puedan utilizarse en estructuras diferentes y finalmente una adecuada planeación en el uso de la cimbra y correcto procedimiento en el descimbrado.

Cabe mencionar que también puede reducirse el costo de la cimbra, recurriendo a procedimientos que permitan un descimbrado rápido, tales como el uso de cemento de alta resistencia a edades tempranas y acelerantes de fraguado.

Los errores más frecuentes se deben a deficiencias de construcción y diseño, dentro de los defectos observados en la construcción y motivos fundamentales de falla son:

- a) Retiro prematuro de la cimbra. (retiro de puntales o reapuntalamiento)
- b) Gran distancia entre largueros y madrinan o yugos.
- c) Exceso de cargas verticales. (concentración de equipo o materiales en alguna sección de la estructura temporal)
- d) Desplazamiento de los apoyos debido a las fuerzas laterales.
- e) Contraventéo inadecuado.- El mal contraventéo tanto transversal como horizontal de los puntales, origina frecuentes fallas que se incrementan por falta de elementos diagonales de contraventéo; ya que el objetivo principal de éste, es prevenir cualquier pequeño accidente por desplazamiento que como consecuencia produciría un gran desastre.
- f) Las cimbras algunas veces fallan cuando los elementos que la soportan se desplazan debido a vibraciones causadas por movimientos de equipo y personal.
- g) Suelo inestable y puntales no plomeados.- Una cimbra estará segura si el contraventéo es adecuado, plomeado y además construido en tal forma que todas las cargas se transmitan en forma sólida al piso, mediante elementos totalmente verticales, evitando el apoyo sobre suelos con gelados húmedos para evitar cualquier hundimiento.
- h) Control inadecuado por colado.- La temperatura y la velocidad de colado del concreto, son factores que tienen --

gran influencia en el desarrollo de presiones laterales que actuarán sobre los moldes; si la temperatura desciende durante el proceso de construcción, la velocidad de colado tendrá que ser disminuida para prevenir un incremento de la presión lateral y evitar un colapso por sobrecarga.

- i) Fallas por falta de supervisión en los detalles:
- Insuficiencia de clavos.
 - Rotación de vigas.
 - Levantamiento de losas por presiones desiguales.
 - Calidad de los elementos utilizados.

Finalmente, en el diseño de las cimbras debe tomarse en cuenta la calidad del elemento terminado en cuanto a las tolerancias en medidas, niveles, verticalidad y el acabado superficial deseado.

Materiales utilizados en la Cimbra de Contacto.

No obstante el frecuente uso de elementos metálicos y de plástico para cimbras, la madera sigue siendo el material predominante.

- a) Clavos.- Debe evitarse usar demasiados clavos e inclinarse por los de diámetro y tamaño reducido; los clavos de doble cabeza facilitan el descimbrado.
- b) Tarimas.- Para acelerar la construcción, simultáneamente en otras actividades se fabricaron tableros diseñados de acuerdo a las dimensiones requeridas 2.44×1.20 y 2×1.20 en losas inferiores y muros respectivamente, protegiéndolos con resinas epóxicas en la cara donde se pide un acabado aparente y aceites o diesel en la cara con acabado normal.

El costo de las cimbras puede referirse al Metro Lineal de un elemento de concreto, el Metro Cuadrado o el Metro Cúbico de concreto, el costo por M3, varía con la relación entre la superficie cimbrada y el volumen de concreto del elemento estructural en cuestión.

4.6 ACERO DE REFUERZO. (Ver Plano N° 10)

Concluida la colocación de la cimbra de contacto se inició el armado de la losa inferior, diafragmas y muros laterales o nervaduras; el acero utilizado fueron varillas corrugadas (las corrugaciones inhiben el movimiento relativo longitudinal entre la varilla y el concreto que la rodea); los grados del refuerzo fueron los indicados en los planos estructurales, donde el fy solicitado se refiere al límite de fluencia o límite elástico aparente; por lo tanto fy es el primer refuerzo menor que el máximo obtenido a la ruptura, en el cual se incrementa la deformación para un valor constante de esfuerzo.

Para la mayoría del acero utilizado en ambos puentes se solicitó acero de refuerzo con $f_y = 4000$ kg/cm², para accesorios metálicos y tensores $f_y = 2530$; señalando que por norma todo el acero para el que se especifique $f_y = 3000$ kg/cm² satisfará las especificaciones de la Dirección General de Normas para varillas de grado R.30 y para f_y mayor a 3000 satisfará las normas que corresponden al acero grado R.42; de acuerdo a su procedencia y su límite de fluencia, las varillas de acero corrugadas se clasifican en los grados indicados en la siguiente tabla:

PROCEDENCIA	GRADOS.
De Lingotes.	30 - 42 - 52
De Rieles.	35 - 42 - --
De Ejes.	30 - 42 - --
Torcidas en frío.	42 - 50 - 60

El acero de preesfuerzo $F_{sr} = 16500$ kg/cm² y 18152 kg/cm² para cables de Torones. En general todo el acero utilizado debió de cumplir con las especificaciones de diseño, las de fabricación así como las normas de calidad correspondientes para determinar las propiedades y características del acero indicadas por la D.G.N. (Dirección General de Normas y la A.S.T.M. American Society Testing of Materials y la A.W.S. American -- Welding Society.

4.6.1 PARAMETROS DE VERIFICACION.

- * Revisión de cantidades y distribución del acero colocado.
- * La separación entre éstas, es de centro a centro.
- * La separación entre varillas en el armado longitudinal se empieza a contar a partir del paño interior, colocándose la primera a la mitad de la separación especificada y su distancia libre será como mínimo 2 veces el diámetro del refuerzo o el diámetro máximo del agregado grueso.

- * El recubrimiento libre fué de una vez el diámetro del re fuerzo principal, en el caso de losas y de 1.5 veces en los otros casos. (columnas y muros 5cm, losas 3cm)
- * No se admiten traslapes en varillas del N°8 ó mayores; - en estos casos las varillas se sueldan a tope, colocándose una lámina de respaldo de 0.3cm de espesor, con electrcdo de E-70 de bajo contenido de hidrógeno y cortando la varilla en uno de los extremos con ángulo mínimo de 45°.
- * Todos los dobleces deben realizarse en frío (a temperatu ra ambiente en ningun caso menor a los 16°C)
- * Para garantizar la posición del acero e impedir que éste se moviera durante los colados, se colocaron silletas -- (pollos) de concreto, acero y plástico, verificando que éstos estuvieran completamente limpios de grasas, acei - tes u otros materiales que afecten al concreto.
- * Todas las varillas deben estar libres de polvo, cemento, escamas de óxido, escamas de laminación, tierra, grasa u otras substancias.
- * Para garantizar las propiedades y características del re fuerzo que va ha ser usado en la construcción se obten - drán muestras que cumplan con los requisitos mínimos a - la tensión, límite de fluencia, alargamiento, doblado y tipo de corrugaciones por cada lote de 20 toneladas de - varillas. Ver la tabla de Control de Calidad del acero - de refuerzo Fig. 4.6.1
- * Determinación del Precio Unitario y área transversal.

4.6.2 PLANOS DE PROYECTO (ACERO DE REFUERZO).

En los planos y especificaciones se muestran generalmente los dibujos y detalles necesarios para llevar a cabo el armado co rrespondiente (traslapes, anclajes, cortes de varillas, cie - rre de estribos, además de los detalles a escala de las zonas más conflictivas que fueron las ménsulas de trabes portantes nervaduras y las conexiones en general.

El diseño de las conexiones se había limitado a cumplir con - los requisitos de anclaje, sin embarco el uso de aceros y con cretos de mayor resistencia ha conducido a secciones de meno - res dimensiones, lo que nos ocasionó en varios tramos zonas - de congestionamiento de acero y dificultad a la hora del colá do; por lo anterior, se implementaron croquis a escala para - estudiar una mejor distribución y secuencia de colocación de varillas, debiendo cuidar siempre que todos los traslapes y - anclajes quedaran bien confinados.

En ocasiones el acero solicitado en proyecto no era posible - tenerlo con oportunidad, lo que obligó a sustituir el diámetro

LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD

93

VERIFICACION DE CALIDAD DE ACERO DE REFUERZO

CONTRATISTA:				LINEA 5				MUESTREADAS EN OBRA							
TRAMO: AEROPUERTO				FRENTE PUENTE DE ACCESO				IDENTIFICACION:							
FECHA MUESTREO		I		1987		FECHA ENSAYE		I		1987		REPRESENTAN: 24,110 Kg.			
No. DE MUESTRA	DIAM. NOMINAL	MARCA Y GRADO	PESO Kg/m	AREA cm ²	CARGA LE Kg	CARGA MAX Kg	ESFUERZO L Kg/cm ²	ESFUERZO MAX Kg/cm ²	ALARGAMIENTO %	DOBLADO	CORRUGACIONES				
332-1	12.7	HYLSA	1.042	1.329	6 030	9 550	4 764	7 520	15.5	PASA	SEPARACION mm	ALTEZA mm	ANCHO CORTELLA mm	INCLINACION GRADOS	
ESPECIFICACION			42	0.980mm	1.22mm		4200min	6500min	9.0mm		8.9mm	0.5mm	5.0mm		
332-2	"	K	1.042	1.329	6 000	9 400	4724	7401	15.0	"	8.4	1.4	2.1	"	
OBSERVACIONES:										REVISTO		ENTERADO		ENTERADO	
										SUPERVISION		CONTRATISTA		DIRECTOR	
										FECHA		No de INFORME			

TABLA 4.6.1.

de varillas, proporcionando áreas equivalentes de acero, cuidando que las separaciones no excedan a las máximas o mínimas permisibles que requieren por efectos de temperatura y contracciones.

4.6.3 TIPOS DE UNION EN EL ACERO DE REFUERZO.

- A) Juntas Traslapadas. (realizadas conforme a la Figura N°-4.6.3. y Únicamente para diámetros menores a 1")
- B) Conexiones Electro soldadas. (unión de dos metales por fusión térmica, es la de mayor uso en las construcciones - para diámetros mayores a 1")
- Técnicas de aplicación (método de soldadura aplicada manualmente)
 - Tipos de Unión (filete, a tope, bisel, doble bisel).- Aplicable en las posiciones horizontal y vertical, señalan do que cualquier defecto de soldadura, porosidad, falta de penetración, fisuras, inclusiones de escorias, debió ser removido con esmeril, soplete o arco-aire, y reparado satisfactoriamente.

Causas de los defectos en las uniones Electro soldadas.

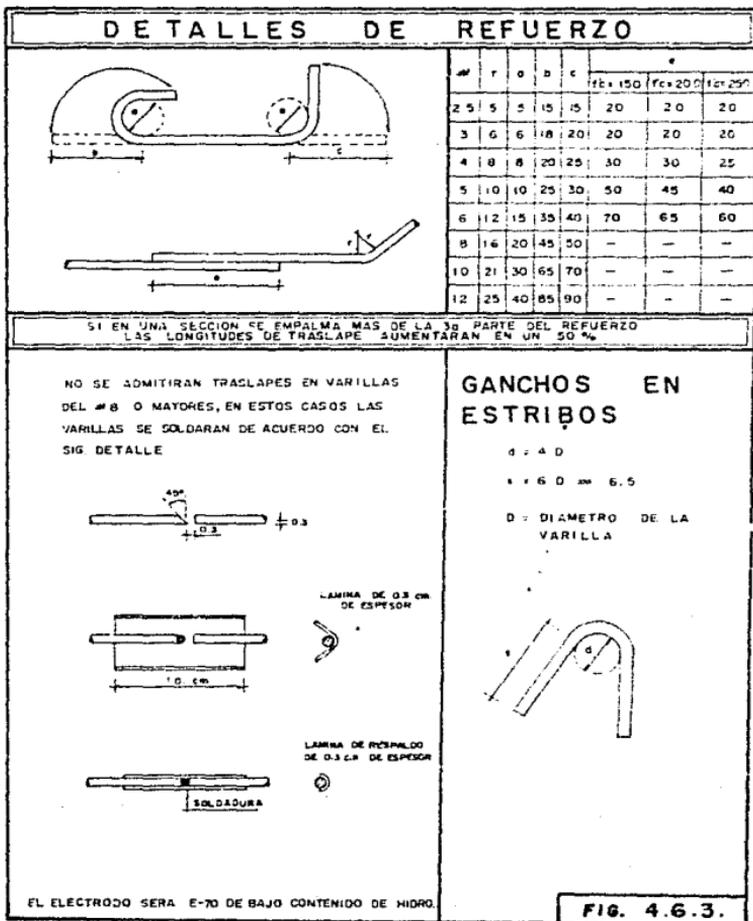
- Porosidad.- Causada básicamente por un metal base defectuoso, superficies contaminadas o electrodo inadecuado.
- Falta de penetración.- Velocidad excesiva, electrodo muy grande o preparación inadecuada.
- Fisuras.- Enfriamiento rápido, metal base defectuoso, -- unión demasiado rígida o corriente alta.
- Inclusiones de escorias.- Falta de limpieza del cordón anterior.

Ventajas de la Conexión Electro soldada

- * Material de aporte superior al metal base, a diferencia de las juntas mecánicas traslapadas, una conexión soldada es básicamente una construcción de una sola pieza. Una junta bien soldada, es más resistente que el material unido en contraste con una estructura fabricada con juntas mecánicas, que no es rígida.
- * La soldadura reduce el peso y abate el costo.

Control de Calidad de las uniones Electro soldadas.

- * En la preparación de las juntas, es necesario limpiarlos



correctamente removiendo la grasa, aceites, humedad y óxido, esta eliminación de contaminantes nos evitará una reacción negativa entre el concreto y el acero, garantizando la adherencia y resistencia especificada.

- * Capacidad de los Soldadores.- Cada soldador deberá realizar como mínimo 3 pruebas de tensión en varillas de diferentes diámetros, antes de aceptarlo, además pruebas de doblado en la base lateral y en la cara (no deben presentar ninguna grieta que exceda a 3.2mm en cualquier dirección), durante la ejecución de cualquier trabajo se deberá muestrear hasta un 5% de las varillas soldadas, reforzando con traslape la zona donde se obtuvo la muestra.
- * La preparación del material base, el tipo de electrodo, su inclinación, la posición de las placas de prueba para soldaduras planas, horizontales, verticales y sobrecabezas, se deberán ajustar a los procedimientos standar de la Sociedad Americana para Soldadura (ASW-B-3.0).
- * Adicional a la inspección continúa de materiales, equipos de soldadura, electrodos, calificación de soldadores, -- geometría, inspección visual del proceso; La soldadura se controlaba mediante un examen de radiografías ó gamma grafías de las uniones, utilizando Rayos X o Radiación Gamma que entra a través del material produciendo una película o placa donde las fallas se detectan por diferencia de densidades ópticas; en la película se pueden detectar fallas superficiales e internas. Ver Tabla 4.6.3.1 l, donde se ejemplifican los resultados de la inspección a base de Rayos X. En otros casos se realiza la inspección por medio de líquidos penetrantes.
- * Líquidos Penetrantes.- Método sensitivo para localizar discontinuidades (grietas y poros); se aplica el líquido en la superficie, introduciéndose éste en la discontinuidad; entonces el exceso de penetrante se limpia, desués cualquier penetrante que exuden las aberturas indica la ubicación de la falla; este método no funciona si la discontinuidad no es superficial, además de que el líquido es difícil de remover en las discontinuidades.
- * Inspección Ultrasónica.- Método aplicable a todos los materiales. Este método utiliza la transmisión de energía mecánica en forma de "onda" a frecuencias superiores a la escala audible; los reflejos de esta energía por discontinuidad en el metal, son detectados de manera análoga a las ondas luminosas reflejadas en un medio transparente. Por medio de la técnica PULSO-ECO, un traductor transmite un pulso sonoro de alta frecuencia dentro y -- a través del material y se recibe el sonido reflejado desde una discontinuidad, la superficie opuesta y otras su-

REPORTE DE INSPECCION RADIOGRAFICA

 REPORTE No _____ HOJA 1 DE 1 No. de Películas: 10

 CLIENTE C. O. VITUB FECHA _____
 OBRA S.T.C. METRO LINEA 5 OTE. LUGAR AEROPUERTO
 PIEZAS RADIOGRAFIADAS UNIONES SOLDADAS A TOPE EN ACERO DE REFUERZO (VARILLA)
 TECNICA EMPLEADA RAYOS GAMMA CODIGO AWG D12.1

IDENTIFICACION DE LA RADIOGRAFIA	RESULTADO		DEFECTOS	OBSERVACIONES LUGAR DEL DEFECTO
	BUENA	MALA		
<u>VARILLA DE 1/2"</u>				
<u>Tempo de expos.</u>				
<u>Aeropuerto</u>				
<u>Tremo 13 - 14</u>				
	P1	X		
	P2		X	FF. IE.
	P3		X	IE. P.
	P4	X		
	P5		X	IE. P.
	P6		X	FF. IE.
	P7	X		
	P8		X	FF. S.
	P9		X	PA. IE.
	P10	X		

NOMENCLATURA DE DEFECTOS EN SOLDADURA.

CB	CORONA BAJA	FL	PUREZGA ALINEADA
CC	CONCAVIDAD EN LA RAIZ	PE	PENETRACION EXCESIVA
CP	DESALINEAMIENTO DE LAS PLACAS	Q	QUEMADURA
CS	" DE LA SOLDADURA	R	ROTURA
CT	" DE LOS TUBOS	RLV	ROTURA LONGITUDINAL EN SOLDADURA
FI	FORDEO IRREGULAR	RMS	ROTURA EN METAL BASE
FF	FUSION INCOMPLETA	S	TOCABOCADO EN METAL BASE
FP	PENETRACION INCOMPLETA	SI	" INTERION
IE	INCLUSION DE ESCORIA	LIR	SOLDADURA IRREGULAR
LE	LINIA " "	SS	SOCAMADO ENTRE CORONAS DE SOLDADURA
P	POSIBILIDAD		
PA	" ANQUEBADA		

REVISO _____

APROBO _____

ENTERADO _____

TABLA 4.6.3.1.

perfiles de esta parte; el sonido reflejado se recibe en forma de eco, el cual junto con el pulso original se manifiesta en la pantalla de un tubo de rayo catódico, este método es útil para discontinuidades internas y externas, sólo se limita en algunos materiales con la soldaduras que producen granos de tamaño grande. Ver Tabla 4.6.3.2.

C) Unión de varillas por extrusión.

Debido a la gran cantidad de uniones en varillas de diámetro mayor a 1", se utilizó este sistema que consiste en prensar hidráulicamente conectores (mufas) de anclaje anulares o circulares sobre varillas corrugadas, de modo que el corrugado sirviera como transmisión de esfuerzos a través de la mufa. Ver Fig. 4.6.3.3

Estos empalmes evitan los esfuerzos de tracción en los extremos de las barras transversales propias de la unión por traslape y la notable presión específica en las puntas observadas sobre todo cuando se empalman varillas que trabajan a compresión.

Descripción del Método.

En los extremos de las varillas, puestas a tope, se coloca la mufa de un diámetro ligeramente mayor al diámetro exterior de las varillas a unir, comprimiendo luego al conjunto, de modo que la corrugación de las varillas quede hundida en el acero menos duro que la mufa. De este modo se obtiene una unión por acoplamiento, que transmite por cortante a la mufa los esfuerzos generados en la barra corrugada.

Se dimensiona adecuadamente el espesor de la pared de la mufa hasta una longitud de tan sólo 7 diámetros nominales de la varilla para que el empalme alcance la resistencia a la rotura de la varilla corrugada.

La fuerza requerida para prensar una mufa para varilla de 25.4mm de diámetro, es en cifras redondas de unas 400 Ton, si la mufa hubiera de prensarse en una sola operación, sería necesaria una prensa muy potente y en consecuencia de muy difícil manejo, pero lo que en realidad interesa, es poder empalmar a pie de obra con el poco espacio disponible entre las armaduras y con un aparato que pueda ser manejado por un solo operario.

A tal efecto se realizaron actividades tendientes a comprobar la posibilidad de prensar la mufa por franjas o segmentos, aplicando a éstos, esfuerzos relativamente pequeños.

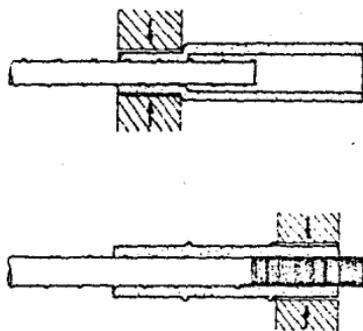
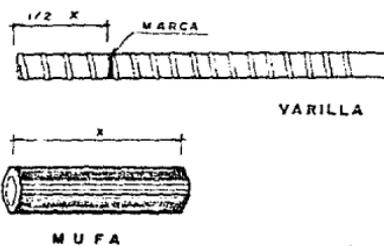
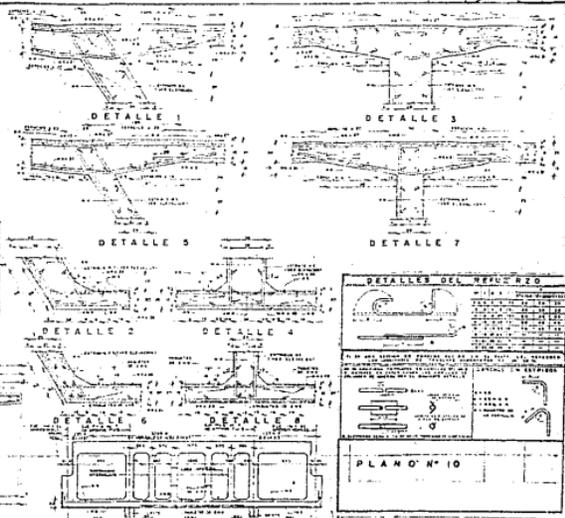
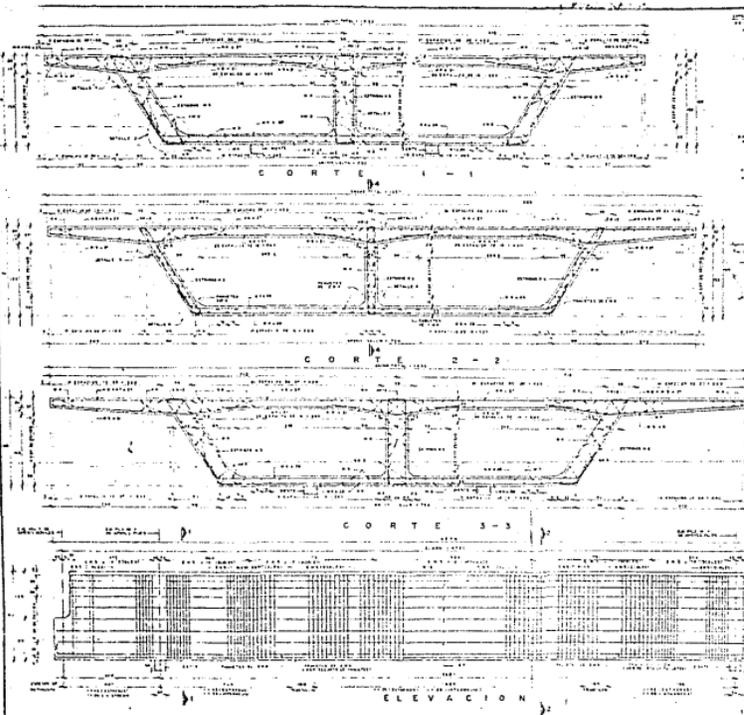


FIG. 4.6.3.3.



RECORTE DE PAQUETES DE 2x8 EN LOSA INFERIOR



ETAPAS DE SOLLADO

NOTAS:
 1. SE DEBE USAR LA CANTIDAD DE BARRAS INDICADAS EN ESTOS DETALLES.
 2. SE DEBE USAR LA CANTIDAD DE BARRAS INDICADAS EN ESTOS DETALLES.
 3. SE DEBE USAR LA CANTIDAD DE BARRAS INDICADAS EN ESTOS DETALLES.

DETALLES DEL REPOBRO

NO.	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

PLAN N° 10

UNAM

FACULTAD DE INGENIERIA

ENTRONQUE ACRO PUERTO INTERNACIONAL

RAMPA DE SALES B-8 SUPERINSTRUCTIVA TRAMO D-H CORTES Y DETALLES

PLANT

EN SIN

E.E.C.G.

Las mufas se presanan con dos mordazas, cada una de las cuales tiene una escotadura semicilíndrica, con bordes redondos, una de las semimordazas se halla fijada con tornillos al pistón, mientras que la otra se encuentra sujeta con un cierre de bayoneta al cuerpo de la prensa.

El grupo motobomba normal para una presión de 800 kg/cm² pesa unos 200 kgs y se une a la prensa por mangueras de alta presión; el grupo motobomba lleva incorporado un dispositivo de automatismo que le confiere una gran sencillez de manejo.

Para iniciar una operación de prensado, basta pulsar un botón que lleva la misma prensa. El pistón avanza y comprime la mufa contra las mordazas; una vez alcanzada la fuerza máxima requerida, la bomba se desconecta automáticamente y el pistón vuelve a su posición de partida. Las dimensiones de la prensa permiten realizar uniones de este tipo, aunque entre las barras de las armaduras sólo queden espacios de 10cm.

El tiempo para realizar una unión de diámetro = 26mm, es de aproximadamente 120 seg.

El empalme conseguido tiene las siguientes características.

- Transmite la fuerza que sobre él ejercen las varillas a tracción o la compresión.
- Ocupa poco sitio en obra.
- La unión puede realizarse en cualquier condición meteorológica y en cualquier posición, con rapidez, seguridad y en forma fácil de verificar, incluso estando las varillas ya montadas.
- Es independiente de la soldabilidad o de otras características metalográficas del mismo.
- Permite unir, incluso varillas de distintos diámetros.

Este método resultó ser muy fácil, rápido, eficiente y económico y se utilizó para varillas mayores de 25.4mm de ϕ , además permite unir barras de diferentes diámetros debido a la velocidad de aplicación en los lugares de difícil acceso, pudiéndose acelerar el colado de varias trabes, acortando el tiempo programado.

D) Otros Métodos.

Corrientes de EDDY, Partículas Magnéticas, Pruebas de Pro

sión (tuberías) y Pruebas de Fuga (jabón, flama), Emisión Acústica (recipientes metálicos), etc.

4.6.4 CONCLUSIÓN

Todo Supervisor deberá tener la autoridad suficiente de acuerdo a ciertas especificaciones para aceptar la soldadura, solamente mediante una inspección visual, más no le será fácil garantizar la mayoría de las soldaduras, en una estructura soldada, necesitará tener la evidencia necesaria para acatar las especificaciones, para ésto, deberá tener pleno conocimiento de los métodos de inspección no destructivo aquí tratados, de los análisis químicos y metalúrgicos así como de las pruebas de laboratorio.

Esta información ayudará al supervisor de soldadura a conocer los principales aspectos que se deben considerar para escoger un método de inspección, a comprender como cambia la inspección de acuerdo a las diferentes aplicaciones de la soldadura, a entender los aspectos fundamentales de las diferentes técnicas de inspección no destructiva, a describir la técnica adecuada de inspección para cierto diseño de junta soldada y proceso de soldadura, y ayudará al Supervisor de Soldadura a conocer las responsabilidades en la inspección mediante métodos no destructivos.

* Cualidades del Supervisor.

El Supervisor de Soldadura deberá ser una persona completa, - un especialista altamente calificado en el campo de la soldadura, es necesario que el Supervisor cuente con las siguientes cualidades para poder desempeñar eficientemente su trabajo:

- Una buena condición física.
- Una verdadera actitud profesional.
- Conocimiento del lenguaje de la soldadura.
- Conocimiento de planos, especificaciones y procedimientos.
- Conocimiento de Métodos de Pruebas.
- Capáz de mantener un archivo adecuado.
- Experiencia en soldadura y en supervisión.
- Entrenamiento de ingeniería básica y en metalurgia.
- Una buena visión.

Todas estas cualidades son importantes en un buen Supervisor, pero la última tiene una especial importancia.

4.7

ACERO DE PREEFUERZO.

Concluida la colocación del acero de refuerzo se iniciaron los trabajos para la instalación del acero de preesfuerzo, cuya función es la de crear esfuerzos internos, con anterioridad a la aplicación de las cargas exteriores simultáneamente a éstos en magnitud y distribución, tal que combinados produzcan esfuerzos dentro de los límites que el material pueda soportar indistintamente.

En el caso de las vigas de concreto reforzado al aplicarle esfuerzos de tensión, una gran parte de la zona que queda abajo del eje neutro se agrieta y solamente la parte que queda arriba de dicho eje es capaz de admitir esfuerzos de compresión, debiendo tomar todo el esfuerzo de tensión el acero de refuerzo; por lo tanto, el concreto abajo del eje gravita inútilmente. Con el artificio de aplicar esfuerzos previos las trabes estarán sujetas únicamente a esfuerzos de compresión, aprovechándose íntegramente y evitándose además los agrietamientos en las vigas, el efecto del preesfuerzo y el peso propio se combinan simultáneamente con la aplicación del preesfuerzo -- (esfuerzos a viga en vacío) ya que en la aplicación del mismo se produce a la viga una deformación hacia arriba y origina -- que obre el peso propio.

Existen dos formas de aplicar el preesfuerzo, después de endurecido el concreto (postensado) y antes de endurecer (pretensado); en el primer caso, los cables se alojan dentro de un tubo o ducto para evitar que durante el endurecimiento del concreto éstos se adhieran a él y permitan ser estirados (tensados) y anclados en los extremos de la viga después de endurecido el concreto, a estos cables se les da cierta curvatura a lo largo de la viga, obteniéndose así la variación necesaria de la posición de la fuerza de preesfuerzo.

En el segundo caso, los cables o lambres son estirados (tensados) antes del vaciado del concreto y soltados después de endurecido éste.

La posición del cable se determina encontrando los puntos de aplicación de la fuerza de preesfuerzo.

La pérdida de preesfuerzo a lo largo del cable es ocasionada por:

- a) Deformación instantánea del concreto.
- b) Deformación diferida del concreto.
- c) Por contracción del concreto.
- d) Relajación del acero.
- e) Fricción.

- f) Corrimiento de los anclajes.
- a). Deformación instantánea o deformación elástica del concreto.- Es aquella que sufre el concreto al comprimirse simultáneamente a la aplicación permanente de carga o esfuerzo, - al acortarse la longitud de la pieza el cable pierde parte de la deformación que se le dió.
- b) Deformación diferida o plástica.- Es la fluencia lenta del concreto por la aplicación permanente de carga o esfuerzo, la cual tiende a cero, conforme pasa el tiempo.
- c) Por contracción.- Debida a la humedad y reacciones químicas del concreto.
- d) Relajación del acero.- Semejante al flujo plástico del concreto.
- e) Fricción.- Pérdida del preesfuerzo originado por el rozamiento entre el cable y el ducto que lo contiene y es función de la distribución de los alambres que forman el cable.
- f) Corrimiento de los anclajes.- Se debe al deslizamiento de los alambres o barras que forman el cable en las zonas de anclaje y ocurre después de la operación de tensado.

4.7.1 ASPECTOS GENERALES Y ACTIVIDADES NECESARIAS DURANTE LA OPERACION DE LOS DIVERSOS SISTEMAS DE PREESFUERZOS.

A) Aspectos Generales.

La inducción de esfuerzos de precompresión en una estructura de concreto, después de colada y obtenida la resistencia requerida para el postensado, puede en principio considerarse general y por lo mismo, independiente de los sistemas en particular que varían tanto en la forma de sujetar el cable durante el tensado, manera de transmitir en forma definitiva los esfuerzos logrados al concreto, empleando para ello un anclaje de diseño especial, así como el tipo de sección del acero de alta o baja resistencia (acero liso, de poco ϕ , torones, barras gruesas, alambres corrugados de sección oval). De todos los sistemas se ha observado que el acero de sección delgada es más eficiente que las barras gruesas, ya que durante el tensado se acepta alcanzar el 80% del valor de ruptura, valor que es más elevado mientras menor sea el ϕ del acero, esto debido a las características físicas, así como su mejor homogeneidad

Se debe evitar el uso de aceros dulces de bajo límite elástico

co ya que al alcanzar el 80% del preesfuerzo las pérdidas - - (acortamiento y relajamiento del acero), son tan significativas que el preesfuerzo remanente sería prácticamente nulo.

B) Actividades necesarias en la aplicación de preesfuerzo.

- 1.- Durante el colado, los cables deben moverse para evitar que se peguen.
- 2.- Elaboración de diagramas de esfuerzo para conocer las -- fuerzas aplicadas, considerando los valores de fricción.
- 3.- Elaboración de las curvas esfuerzo-deformación del acero empleado.
- 4.- Conocimiento del funcionamiento del gato y el área del - pistón que recibirá la presión deseada.
- 5.- Purgado del gato para expulsar burbujas de aire o basura, ya que el volumen de aceite inyectado en la cámara de com presión del gato está en razón directa con la longitud - de salida del pistón.
- 6.- Verificación y calibración de manómetros.
- 7.- Comprobar que los cables corran libremente dentro del ducto, a fin de asegurar que los esfuerzos de tensión sean correctamente distribuidos a todo lo largo del cable.
- 8.- Para el tensado del cable deben aplicarse gradualmente - los esfuerzos del gatéo, midiendo la elongación en cada intervalo para determinar el alargamiento efectivo, ver Cuadro de Aplicación de Cargas Cap.4, Fig. 4.4.3, los re sultados se grafican anotando en las ordenadas las lectu ras del manómetro y en las abscisas los alargamientos, ob teniendo como resultado una recta con pequeñas varia - ciones, la suma de este alargamiento debe ser igual al - calculado teóricamente, si no es igual quiere decir que las fricciones son mayores a las calculadas.
- 9.- Al final del tensado, la distribución de tensiones a lo largo del cable es variable, siendo menor en el centro y mayor en los extremos.
 Debe tenerse cuidado al efectuar cualquier soldadura, ya que el calentamiento afecta las condiciones estructurales del acero de alta resistencia.
- 10.- Terminada la tensión del cable, debe procederse a la inyección de la lechada que llenará el espacio entre alam bres y ducto, ya que de lo contrario pueden corroerse los cables por oxidación, fenómeno que cristaliza el acero, haciendolo perder su resistencia original. La inyección es una mezcla de agua-cemento con un aditivo para hacer-

la fluída y con un aditivo expansor para evitar la contracción por fraguado y obtener así una mayor adherencia.

Una vez que la lechada sale espesa y sin burbujas, se ob-
tura el orificio de salida y se continúa con la inyec-
ción, hasta que se rellena completamente el ducto con lo
cual se procederá a sellar la entrada verificando que por
el ducto de aire también haya salido la mezcla.

4.7.2 SISTEMAS DE POSTENSADO.

4.7.2.1 Sistema BBRV

Procedimiento Suizo que comprende los siguientes pasos:

- * Corte de alambres conforme a los datos de proyecto.- Este se realiza con máquina cortadora de dados con la ayuda de un equipo de mordazas guías y contrapeso, todos los alambres de un cable se cortan a la misma tensión y a igual longitud.
- * Cabeceó.- Los alambres se hacen pasar en uno de sus extremos por la cabeza del apoyo móvil (ver Plano N°12), en caso de tensar por un sólo extremo. En obra se debe contar con el equipo para cabecear, el que consiste en una máquina hidráulica con un émbolo que golpea el alambre a gran velocidad evitando el calentamiento y conservando inalterables las características de los mismos.
- * Ensamble y colocación.- Cabeceados los alambres, se introducen por un ducto colocando los embudos de transición y sellando las uniones, y se conforman los apoyos fijos y móviles en cada uno de los extremos.

La colocación debe seguir una trayectoria previa e ir instalando los cables, conforme se indique en el proyecto de coordenadas correspondiente (ver Plano N°11), finalmente se cubre la cabeza móvil para evitar la entrada de concreto.

- * Operación de Tensado.- La cabeza del anclaje móvil entra en el embudo de transición, en torno al embudo se coloca un espiral de acero para reforzar el concreto de la trabe en dirección del esfuerzo del tensado y transmitidos a través de la placa de apoyo.
- * El gato hidráulico se apoya en la placa de anclaje, mediante una silleta que permite la colocación de las cuñas. Al inyectar aceite en la entrada, el pistón es impulsado en sentido contrario al elemento, arrastrando consigo todo el sistema de apoyo que en esta forma se va alargando; como la carrera del pistón es limitada e inferior al alar

gamiento total), es preciso aplicar el esfuerzo en varias etapas, de esta forma en cada operación se calza la cabeza del apoyo móvil mediante la colocación de medios anillos o cuñas.

- * Finalmente por los ductos de inyección, se aplica la lechada de cemento-arena y aditivo estabilizador.

Este Sistema (BBRV), fué utilizado en el Puente de Salida y - en los Tramos 8-9, 10-11 y 12-13 con volado de 6 y 4.4m; el preesfuerzo en los volados de 4.4m consiste en 9 cables de 30 alambres de $\varnothing = 7\text{mm}$, acero de preesfuerzo $f_{sr} = 16500 \text{ kg/cm}^2$; en los Tramos 2-3 y 4-5 de la rampa de acceso y que posteriormente se modificó el sistema que tenían contemplado (6 cables de 32 alambres de $\varnothing = 7\text{mm}$ con un $f_{sr} = 16500 \text{ kg/cm}^2$.)

En los volados de 6m del Puente de Salida, se colocaron 18 cables de 22 alambres de $\varnothing = 7\text{mm}$, con un $f_{sr} = 16500 \text{ kg/cm}^2$, como se indica en el Plano N°11 que se anexa; en el Puente de Acceso al Aeropuerto, se utilizó el Sistema de Diagramas de Contraflechas, tensión en los cables y dos tipos de anclajes, como se ilustran en el Plano N°12, asimismo la secuencia de trabajo y procedimiento utilizado para el tensado antes descrito.

4.7.2.2 SISTEMA DE PREEFORZADO STRESSTELL.

Sistema a base de barras de acero gruesa, aquí no son necesarias las cabezas de anclajes, únicamente los ductos que lojan las barras de alta resistencia, conducto para la inyección de lechada y placas de anclaje. La acción de los gatos de tensado en este sistema es inverso, a fin de alojar una barra y el otro anclar la cuña que tiene corrugaciones en la superficie de contacto para facilitar la sujeción de la misma.

Colocado el gato y al inyectar líquido mediante una bomba a - uno de los gatos, el pistón aplica una fuerza de tensión a la barra, al agotar la carrera se acciona nuevamente, con lo que el pistón del mismo hunde la cuña que sujeta a la barra, se puede inyectar nuevamente aceite y continuar con el alargamiento de la barra procediendo de igual manera hasta lograr el alargamiento deseado, quedando al final la cuña empotrada en la placa, cortando la barra sobresaliente.

4.7.2.3 SISTEMA DE PREEFORZADO PHILIPP HOLZMANN.

Este sistema fué diseñado para acero oval y corrugado; el tipo de anclaje permite el uso de torones (grupo de 4 alambres), logrando valores de preesfuerzo por cable del orden de 150Ton. valor dentro de la capacidad del gato de tensado. En torno de la vaina, se coloca un armado adicional para reforzar el cuerpo de la trabe, el fabricante proporciona la cabeza del anclaje (prefabricados) en la que se instalan las placas separadas

al tensar se hunde una cuña provisional mediante un gato especial, posteriormente otro gato aplica la fuerza de tensión colocando las cuñas definitivas.

4.7.2.4 SISTEMA DE PREESFORZADO FRLYSSINET.

Los cables están formados por un haz de alambres de acero duro de alta resistencia, dispuestos en grupos de 8, 10, 11, 12, ó 18 y de 5,7 ó 12mm de ϕ , éstos se acomodan paralelamente al rededor de una alma de acero ordinario llamado resorte central.

El resorte central mantiene a los alambres en su lugar evitando cruzamientos y permitiendo la inyección posterior; este cable se introduce en un ducto de lámina acanalada para dar mayor resistencia y garantizar la adherencia del concreto.

Se introduce el cable de alambre en el interior del ducto instalándose dentro de los moldes de la trabe por construir, en donde previamente se armaron los estribos de acero ordinario de acuerdo con las coordenadas de proyecto, se fija la posición de cada cable sujetándolo a los estribos; un problema básico en cualquier sistema de preesforzado es lograr la transferencia del esfuerzo al concreto sin que éste rebese su capacidad de trabajo sufriendo agrietamientos inadmisibles, para ello, se precisa disponer de una cabeza de anclaje adecuado, en este caso por medio de un cono hembra con un agujero tronco-cónico en el centro y ondulaciones en el interior y exterior, a fin de empotrar en el cuerpo de la trabe y ofrecer resistencia al cono macho, los alambres quedan entre ambos conos, el cono macho debe llevar en su exterior un número de estrias igual a la de los alambres del cable para permitir la salida de éstos a fin de que puedan ser agarrados por el gato de tensado; este cono tiene un tubo central por el cual se inyectará la lechada una vez que el cable ha sido debidamente tensado y anclado.

Este sistema fué aplicado en las trabes Portantes 2-3 y 4-5 del Puente de Acceso a razón de 6 cables por nervadura extrema y en la zona de cantiliver de 7.00m; en cada cable se colocaron 11 torones de (12.9mm) 0.5" ϕ y formadas por alambres de 7mm con anclaje fijo en X tipo STRONGHOLD a 13m de la columna y apoyos móviles en la zona volada.

En las Trabes Portantes 2-3 y 4-5 con volados de 4.40m, se colocaron 3 cables por nervadura extrema de 11 torones de 0.5" cada uno con apoyo móvil en el extremo volado y fijo tipo X - STRONGHOLD a 9m de la columna teniendo éstos una longitud máxima de 13.40m.

4.7.2.5 SISTEMA STRONGHOLD. (FREYSSINET)

Debido a problemas de tiempo y suministro de materiales el sistema de postensado de las Trabes 2-3 y 4-5 del Puente de Acceso al Aeropuerto fué modificado utilizando torones de 12.9mm de \emptyset (formados por 12 y 6 cables de 11 torones cada uno), en lugar de los 36 alambres de 7mm que originalmente se iban contemplados en el proyecto; el cable de 12.5cm \emptyset fué tensado a las 156 ton/cable indicadas en el proyecto sin alcanzar el 70% de su carga de rotura garantizada, utilizando el Sistema de anclajes fijos y activos tipo FREYSSINET o STRONGHOLD.

Anclaje Activo.

Consta de una placa con agujeros cónicos en los que se alojan las cuñas y una trompeta que soporta la placa de anclaje ahogada en el concreto, la trompeta puede formarse por una placa de reparto y un cono de chapa o bien por una pieza unida de fundición; el cono esta reforzado por un filete transversal en todo el perimetro.

Anclaje Fijo.

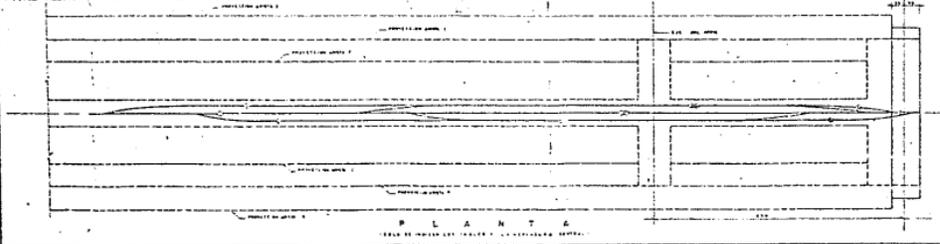
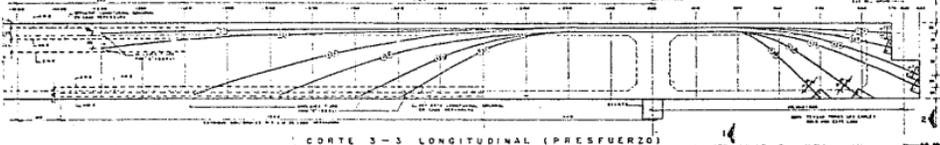
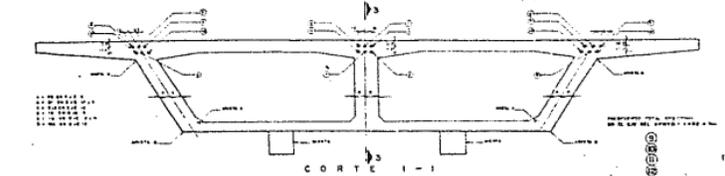
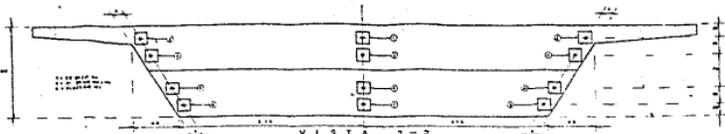
Se utilizó el Sistema de Anclaje Fijo en X, que consiste en cruzar en forma de X a los torones. El Sistema de tensado STRONGHOLD tipo FREYSSINET utiliza un gato hidráulico que permite tensar los cables de 6 ó 12 torones simultáneamente clavando las cuñas a presión en cada una de las etapas.

Proceso de Tensado.

- a) Colocación del gato frente a la placa de apoyo desplazándolo hacia la culata.
- b) Con el gato en posición de tensar, se dá presión al control, el agarre de todos los alambres o torones por las cuñas de arrastre es inmediato y simultáneo.
- c) Se tensa el tendón hasta conseguir el esfuerzo y alargamiento deseado, se puede aflojar y ligeramente retensar.
- d) Se clavan definitivamente las cuñas del anclaje, accionando la placa de centraje que es también de clavado, mediante el cilindro hidráulico frontal.
- e) Dando presión al circuito de retorno, se recoge el gato, soltándose automáticamente las cuñas de arrastre.

El equipo central tiene un amplio depósito de aceite con indicadores de presión y se controla mediante válvulas reguladoras conectadas a los circuitos hidráulicos; estos equipos están montados sobre ruedas para permitir su movilidad.

Para el sellado de los ductos se aplicó el mismo procedimiento que se menciona en el Inciso 4.7.1.B., señalando que existen resinas de protección para los cables expuestos o cables que no se les aplica ninguna carga de tensión como fué el caso de los cabezales 2,3,4 y 5, donde además del preesfuerzo horizontal postensado (4 cables de 12 torones de 1/2" cada torón). Se colocaron torones verticales sin tensar con apoyos fijos, en este caso para garantizar la protección del elemento y evitar la corrosión se inyectó una resina denominada PERMATHANE (poliester/poliuretano). líquido que combina dureza y elasticidad, con dureza Shore "A" 30-35. Este producto se aplicó antes de llegar a la cabeza del anclaje superior fijo, en la parte restante se colocó concreto.



ESCALA DE 1:50
 1. LINEA DE CABLES EN PLANTA
 2. LINEA DE CABLES EN SECCION

COORDENADAS DE LOS CABLES DE PRESFUERZO

ORDEN	ESTACION								
1	0+00	1	100	1	200	1	300	1	400
2	0+00	2	100	2	200	2	300	2	400
3	0+00	3	100	3	200	3	300	3	400
4	0+00	4	100	4	200	4	300	4	400
5	0+00	5	100	5	200	5	300	5	400
6	0+00	6	100	6	200	6	300	6	400
7	0+00	7	100	7	200	7	300	7	400
8	0+00	8	100	8	200	8	300	8	400
9	0+00	9	100	9	200	9	300	9	400
10	0+00	10	100	10	200	10	300	10	400



NOTAS GENERALES

1. Se debe considerar el efecto de las variaciones de temperatura en el comportamiento de los cables.
2. Se debe considerar el efecto de las variaciones de humedad en el comportamiento de los cables.
3. Se debe considerar el efecto de las variaciones de viento en el comportamiento de los cables.
4. Se debe considerar el efecto de las variaciones de carga en el comportamiento de los cables.
5. Se debe considerar el efecto de las variaciones de peso en el comportamiento de los cables.
6. Se debe considerar el efecto de las variaciones de longitud en el comportamiento de los cables.
7. Se debe considerar el efecto de las variaciones de sección en el comportamiento de los cables.
8. Se debe considerar el efecto de las variaciones de material en el comportamiento de los cables.
9. Se debe considerar el efecto de las variaciones de fabricación en el comportamiento de los cables.
10. Se debe considerar el efecto de las variaciones de montaje en el comportamiento de los cables.

MATERIALES

1. Cables de acero de alta resistencia.
- Acero de construcción.
- Acero de refuerzo.
- Acero de soldadura.
- Acero de montaje.

NOTAS IMPORTANTES

1. Se debe considerar el efecto de las variaciones de temperatura en el comportamiento de los cables.
2. Se debe considerar el efecto de las variaciones de humedad en el comportamiento de los cables.
3. Se debe considerar el efecto de las variaciones de viento en el comportamiento de los cables.
4. Se debe considerar el efecto de las variaciones de carga en el comportamiento de los cables.
5. Se debe considerar el efecto de las variaciones de peso en el comportamiento de los cables.
6. Se debe considerar el efecto de las variaciones de longitud en el comportamiento de los cables.
7. Se debe considerar el efecto de las variaciones de sección en el comportamiento de los cables.
8. Se debe considerar el efecto de las variaciones de material en el comportamiento de los cables.
9. Se debe considerar el efecto de las variaciones de fabricación en el comportamiento de los cables.
10. Se debe considerar el efecto de las variaciones de montaje en el comportamiento de los cables.

PLANO N° 11

UNAM

FACULTAD DE INGENIERIA

ENTRQUE AEROPUERTO INTERNACIONAL

RAMPA DE SALIDA DE VOLACOS DE AVIOS TRANCOS 8000210

PLA. 11.1

E.E.C.O.

4.8 COLADO DE LA SUPERESTRUCTURA. (Ver Tabla 4.5.6.)

Terminada la colocación del acero de refuerzo, de preesfuerzo y la cimbra en la primera etapa del proceso constructivo de la superestructura, se procedió a colar "in situ" las trabes cajón con concreto hidráulico Tipo "B" bombeado en su gran mayoría; debido a la diferencia de niveles. Las etapas de colado de esta estructura que puede concebirse como un sistema, es decir, como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada, en este caso salvar un claro se resolvió en 3 etapas: (ver Plano 10)

- 1a. Colado de losa inferior junto con los diafragmas y nervas duras utilizando concreto Tipo "B" colado "In Situ"
- 2a. Colado de losas tapa y aleros dejando preparaciones para parapetos y guarniciones utilizando concreto Tipo "B"
- 3a. Colado de parapetos de concreto, banquetas y guarniciones empleando concreto normal Tipo "A"

El concreto utilizado en la superestructura Tipo "B", debió cumplir con las especificaciones generales para la construcción del Metropolitano de la Ciudad de México; satisfacer los requisitos químicos y físicos del cemento establecidos por las normas del Departamento del Distrito Federal; las normas N.O.M. de la Dirección General de Normas (D.G.N.) correspondiente a la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, Organismos Nacionales e Instituciones Extranjeras.

En la siguiente sección se establecen los requisitos generales que se deben cumplir o satisfacer con las normas de calidad aplicables, métodos de prueba para determinar sus propiedades, características y tolerancias de los componentes del concreto hidráulico a fin de determinar los parámetros de aceptación o rechazo.

4.8.1 CONCRETO HIDRAULICO Y COMPONENTES.

4.8.1.1 Descripción de Cementos.

Cemento Portland, es el conglomerado hidráulico que resulta de la pulverización del clínker fino, al cual durante la mollienda se le agrega yeso para controlar el fraguado.

Cemento Portland Puzolana, es el conglomerante hidráulico compuesto por clínker de cemento portland molido, al que se le ha mezclado puzolanas naturales o artificiales; se clasifican en un sólo tipo y con un grado de calidad, se identifica en el mercado como C-2, I-P ó II-PZ y se usa en obras donde se requiera resistencia a la acción de las sales de aguas de lagos.

El Cemento Portland se clasifica en los siguientes tipos:

- TIPO I Utilizado en construcciones a base de concreto don-
de no se requieran propiedades especiales II-III-
IV ó V
- TIPO II Construcciones a base de concreto expuestas a la ac-
ción moderada de sulfatos o cuando se requiera gene-
ración moderada de calor de hidratación.
- TIPO III Construcciones a base de concreto cuando se requie-
ra alta resistencia a temprana edad.
- TIPO IV Construcciones a base de concreto cuando se requie-
ra bajo calor de hidratación.
- TIPO V Construcciones a base de concreto cuando se requie-
ra alta resistencia a la acción de los sulfatos (es-
te tipo de cemento no se encuentra comercialmente
en México).

El Cemento Portland Blanco, se considera clasificado dentro -
del Tipo I, dado su bajo o nulo contenido de óxido férrico, -
se usa principalmente en acabados.

El manejo del cemento en las obras del METRO podrá efectuarse
a granel (vehículos acondicionados especialmente para el trans-
porte de éste, provisto de receptáculos herméticos e impermea-
bles para alojar el cemento, sin que ocurran pérdidas ni alte-
raciones de volúmen, calidad o uniformidad) o en sacos de 50
kg con tolerancia de + 750 grs y debe indicar la fecha de fa-
bricación, tipo de cemento y dirección de la fábrica.

No se permitirá la elaboración del concreto mezclando diferen-
tes marcas o tipos.

4.8:2 AGREGADOS PARA EL CONCRETO.

Descripción del Agregado.

Es el material natural o procesado que se mezcla con un cemen-
to hidráulico para elaborar morteros o concretos; se clasifi-
en agregado fino y agregado grueso.

Agregado Fino.- Es el material conocido comunmente como arena
que pasa por la criba de (4.75mm NUM G 4.75;
ASTM N°4) y cuya composición granulométrica -
varia entre los límites establecidos en esta
especificación.

Agregado Grueso.- Es el material conocido como grava y que es -
retenido por la criba de (4.75mm NOM G 4.75;

ASTM N°4) cuya composición granulométrica va -
ría entre los límites especificados.

MODULO DE FINURA.- Es un valor igual a la centésima parte de la -
suma de los porcentajes retenidos acumulados -
en cada una de las cribas (NOM G 45, M 236, --
M 1.18 M 0.6 ETC, MALLAS ASTM Nos. 4, 8, 16, 30, -
50 y 100).

Los agregados deben estar libres de substancias contaminantes
o nocivas.

El peso específico, la absorción y el contenido de humedad de
los agregados deberá estar bien determinado para fundamentar la
dosificación de las mezclas de concreto. Un cambio mayor de --
0.05 en el peso específico obligará a un nuevo diseño de la --
mezcla.

El almacenamiento deberá ser sobre superficies uniformes de con
creto o asfalto ya que sobre el suelo se contamina, en casos -
extremos se puede colocar una capa de grava apisonada antes de
almacenar, asimismo disponer de una pequeña pendiente para fa-
cilitar el drenaje.

Descripción del agua para el Concreto Hidráulico.

El agua que se utilice en la elaboración del concreto deberá -
estar limpia y libre de partículas perjudiciales de sales, ál-
calis, ácidos, materia orgánica y demás sustancias en suspen-
ción o en dilución que puedan ser nocivas en los resultados del
concreto mezclado.

El agua cuyo análisis químico exceda los límites establecidos,
se puede utilizar si se demuestra que en concretos semejantes
elaborados con esta agua, ha causado un comportamiento satis-
factorio a través del tiempo en condiciones similares de expo-
sición. Cuando se sospeche o compruebe lo contrario, se deberá
rechazar.

LIMITES RECOMENDABLES DE IMPUREZAS EN AGUA PARA CONCRETO.

C O N C E P T O	REFERENCIA.
Sulfatos SO_4 máximo en P.P.M.	300
Cloruros Cl máximo en P.P.M.	300
Magnesio Mg máximo en P.P.M.	150
Materia orgánica en medio ácido (óxígeno consumido)	10
Sólidos totales en solución	1500
PH no menor de	7.0

CONCEPTO	REFERENCIA.
Muestréo de agua para concreto	NOM C-277
Análisis de agua para concreto	NOM B-283
Análisis para determinar la cantidad de materia orgánica en el agua	NOM C-88
Agua para concreto	NOM C-122
Tiempo de fraguado de cementantes hidráulicos	NOM C-59

4.8.3 ADITIVOS PARA EL CONCRETO.

Descripción.

Aditivo material distinto al agua, agregados y cemento hidráulico, que se usa como ingrediente en concretos o morteros para modificar sus propiedades de tal forma que las hagan más adecuadas para las condiciones de trabajo que se requieran, se añade antes o durante el mezclado.

4.8.3.1 ADITIVOS REDUCTORES DE AGUA, ACELERANTES, RETARDANTES Y SUPERREDUCTORES DE AGUA.

- TIPO 1 Reductores de agua de mezclado; disminuyen la cantidad de mezclado requerido para producir el concreto.
- TIPO 2 Retardantes; producen retraso en el fraguado
- TIPO 3 Acelerantes; adelantan el fraguado y desarrollo de sus primeras resistencias.
- TIPO 4 Retardantes y reductores de agua de mezclado, Idem 1 y 2
- TIPO 5 Acelerantes y reductores de agua de mezclado, Idem 1 y 3
- TIPO 6 Superreductores de agua; mayor que los reductores normales.
- TIPO 7 Superreductores de agua y retardantes, mayor que los retardantes normales.

4.8.3.2 ADITIVOS INCLUSORES DE AIRE (propósito de incluir aire en la mezcla.)

El sangrado del concreto hecho con este aditivo no excederá al del concreto efectuado con el aditivo de referencia en más

de dos puntos de porcentaje, calculándose el sangrado como un porcentaje de la cantidad de agua de mezclado en cada concreto. El agua neta de mezclado es aquella en exceso de la que está presente como agua absorbida en los agregados; los tiempos de fraguado inicial y final del concreto que contenga el aditivo, no deberá diferir con el aditivo de referencia en más de + 1.15 min. la resistencia a la compresión y/o a la flexión en concretos que contengan aditivos, debe ser mayor del 90% de la resistencia obtenida a la misma edad, en los concretos de referencia, la variación de longitud no debe ser mayor del 0.006%.

4.8.3.3 ADITIVOS ESTABILIZADORES DE VOLUMEN.

Son aquellos productos que originan las siguientes características en los concretos:

- 1.- Producen una expansión controlada que compensa la contracción no mayor del 0.4%
- 2.- La variación en los tiempos de fraguado con un concreto normal debe ser:

fraguado inicial en horas \pm 2.0

fraguado final en horas \pm 4.0

- Los concretos que contengan este aditivo deberán alcanzar la resistencia especificada a 7 y 28 días de igual manera que los especímenes normales.
- INOCUIDAD, el agente oxidante no debe reaccionar desfavorablemente con el concreto ni ser corrosivo con el acero.

4.8.3.4 ADITIVO EXPANSOR

Productos que originan las siguientes características.

- Producen una expansión uniforme y controlable, no debe diferir en más del 10% con relación al valor de expansión promedio.
- Inocuidad, el gas que genere el aditivo expansor no debe reaccionar desfavorablemente ni ser corrosivo con el concreto o el acero

Los aditivos reductores de agua, acelerantes, retardantes, -- etc, deberán cumplir con las normas (NOM C-45 Aditivos para Concreto), aditivos químicos métodos de prueba NOM C-255, NOM C-14, NOM C-140, NOM C-90, NOM C-117, NOM C-199 y NOM C-83) y Normas de Calidad Generales del Concreto.

4.8.3.5 LIQUIDOS PARA EL CURADO DE CONCRETO.

Son los compuestos líquidos que al aplicarse sobre el concreto forman una membrana superficial, a fin de retardar la pérdida de agua durante el período inicial de endurecimiento y en el caso de compuestos con pigmentos blancos para reducir también la elevación de temperatura en el concreto expuesto a la radiación solar, estos compuestos pueden emplearse en concretos -- frescos, endurecidos inmediatamente después de descimbrado o después de un curado inicial por humedad.

El curado es el proceso mediante el cual se mantiene un contenido de humedad satisfactorio y una temperatura favorable en el concreto durante la hidratación de los materiales cementantes de manera que puedan desarrollarse las propiedades deseadas en el concreto.

Los productos se clasifican en los siguientes tipos:

- TIPO I Emulsiones acuosas.
- TIPO II Emulsiones no acuosas.
- TIPO III Líquidos resinosos.

Requisitos de Calidad.

Estos compuestos pueden ser transparentes, ligeramente coloreados o blancos, los de color deben distinguirse sobre la superficie del concreto por lo menos cuatro horas después de su aplicación, pero deben ser imperceptibles después de siete días de haberse aplicado.

- Los líquidos que forman membrana, deben aplicarse rápidamente por aspersión, con brocha o rodillo cuando se requiera para tener un recubrimiento uniforme a temperaturas mayores de 4°C.
- Los compuestos no deben formar nata en la superficie, deben ser capaces de homogeneizarse por medio de agitación moderada o con aire comprimido.
- La porción volátil no debe ser tóxica ni muy flamable.
- Al plicar la porción fijada, deberán adherirse a la superficie del concreto fresco formando una película continua y uniforme. Al secar la membrana debe ser continua, flexible y sin grietas o agujeros y deberá permanecer en este estado por lo menos siete días después de su aplicación.
- Los compuestos 1 y 2 no deben restringir la pérdida de agua a no más de 0.55 L/m² de superficie en 72 horas, los

compuestos del Tipo III, deben restringir la pérdida de agua a no más de 0.35 L/m² de superficie.

- Reflectancia.- Los compuestos con pigmento blanco, deben exhibir reflectancia a la luz del día, no menor del 60% de la del Óxido de Magnecio.
- Los tres tipos de compuestos deben secar al tacto en no más de cuatro horas.

4.8.3.6 MATERIALES LAMINARES PARA EL CURADO DEL CONCRETO.

Descripción.

Los materiales laminares son los que se colocan sobre las superficies del concreto para inhibir la pérdida de agua durante el período de curado, y en el caso de materiales del tipo blanco reflejante, también para reducir las elevaciones de temperatura en el concreto expuesto a las radiaciones solares.

Los materiales laminares se clasifican en:

- 1.- Papel Impermeable.- (blanco o color natural), está formado por dos hojas unidas con un material bituminoso en el que están ahogados cuerdas o hilos de fibra en forma de malla; el papel debe estar libre de defectos.
- 2.- Lámina de Polietileno.- (natural o blanca opaca), formada por una hoja simple fabricada con resina natural, sin impurezas o colorantes.
- 3.- Lámina de Polietileno blanco con fibras de cáñamo.- está hecha de tela impregnada por un lado con polietileno opaco, formando una capa de .10mm de espesor.

El evitar que el concreto adquiera temperaturas elevadas durante el curado no sólo ayudará a reducir la cantidad de agrietamientos durante el enfriamiento sino que también proporcionará mayores resistencias ya que el concreto se expande cuando su temperatura aumenta y se contrae cuando ésta disminuye, por lo que es recomendable mantener una temperatura uniforme en toda la masa del concreto.

4.8.4 CONCRETO HIDRAULICO.

El Concreto Hidráulico es la mezcla y combinación de cemento portland, agregados seleccionados, agua y adicionantes en dosis adecuadas que al fraguar adquieran características previamente fijadas. Se tienen dos tipos PREMEZCLADOS y HECHOS EN OBRA.

PREMEZCLADO.- Concreto hidráulico dosificado y mezclado por el fabricante, que se entrega al comprador para su utilización en estado plástico no endurecido.

HECHO EN OBRA.- Se utiliza únicamente cuando los volúmenes son pequeños y se elabora en obra.

Requisitos de Calidad.

- 1.- Correcto proporcionamiento y mezclado de ingredientes.
- 2.- El tamaño máximo del agregado será 1/3 del espesor de la losa ó 2/3 de la separación horizontal libre mínima entre varillas.
- 3.- Consistencia, la cantidad de agua empleada en la producción del concreto se regulará para obtener la consistencia apropiada; el revenimiento del concreto deberá ser el especificado y la prueba se realizará en el sitio de la descarga, antes de ser colocado y se efectuará por lo menos una prueba de cada 5m³ de concreto.
- 4.- Dosificación, la base para medir el concreto será el metro cúbico al descargar la revoladora. El volumen del concreto fresco se medirá por el peso de cada revoltura, dividido entre el peso volumétrico real determinado mediante ensayos. La densidad (antes peso volumétrico) deberá estar comprendida entre 2100 y 2200 kg/m³, en estado húmedo.

NORMAS DE CALIDAD	REFERENCIA.
DETERMINACION DEL REVENIMIENTO	NOM C-156
" DEL CONTENIDO DEL AIRE	NOM C-157
" DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION.	NOM C-83
" DEL TIEMPO DE FRAGUADO	NOM C-177
" DEL SANGRADO	NOM C-296
" DE LA RESISTENCIA - FLEXION.	NOM C-191
" CONCRETO FRESCO	NOM C-161

Especificaciones para su pedido.

- a) Fuentes de abastecimiento probables de los componentes del concreto. (minas de agregados pétreos calificadas)
- b) El contenido de cemento, en kg/m³ de concreto fresco.

- c) El contenido máximo de agua en litros por m³ de concreto; incluyendo la humedad superficial de los agregados, pero excluyendo la absorción de agua.
- d) Tipo de aditivo y dosificación del mismo.

Especificaciones dadas por el fabricante.

- Resistencia a la compresión requerida, determinada en muestras tomadas de la olla al vaciar el primer metro cúbico.
- Resistencia en función de pruebas de especímenes estándar (elaboración y curado en obra de especímenes de concreto), estas pruebas se ejecutan a los 7, 14 y 28 días.
- El fabricante asume la responsabilidad de la selección de los ingredientes y la proporción conveniente para producir un concreto de la calidad especificada, considerando los requisitos de trabajabilidad, colocación, durabilidad, textura superficial y densidad en adición a aquellos de diseño estructural.

Los dos agregados de calidad del concreto utilizados, son los designados con las letras "A" y "B".

Grado de Calidad "A"

Se acepta que no más del 20% del número de pruebas de resistencia tengan valores inferiores a la resistencia especificada f'_c ; el promedio de 7 pruebas de resistencia consecutivas, debe ser igual o mayor que la resistencia especificada; no más del 1% de las pruebas de resistencia puede ser menor que la resistencia especificada menos 50 kg/cm².

Grado de Calidad "B"

Se acepta que no más del 10% del volumen de pruebas de resistencia tengan valores inferiores a las resistencias especificadas f'_c ; el promedio de 3 pruebas consecutivas de resistencia, debe ser igual o mayor que la resistencia especificada; no más del 1% de pruebas de resistencia puede ser menor que la resistencia especificada, menos 35 kg/cm².

Nota Aclaratoria: Debido a la variación en los materiales, operaciones y pruebas, la resistencia promedio para alcanzar estos requisitos debe ser considerablemente más alta que la resistencia especificada.

Esta resistencia es más alta a mayores variaciones o menor si disminuyen, para limitar la ocurrencia de resultados excesivamente bajos se ha fijado como máximo valor para operación de pro

ducción de concreto una desviación estándar de 35 kg/cm². Una planta que cubra los requisitos mínimos de operación y materia les enunciados obtendrá generalmente valores alrededor de $S=35$ kg/cm², cuando los valores de S sean menores, lograrán con economía reducir la probabilidad de resultados bajos.

De acuerdo con los métodos comunes de diseño, es recomendable utilizar concreto de calidad A, cuando se diseñe por el método de esfuerzos de trabajo y concreto de Calidad B, cuando se diseñe por el método de resistencia última, para concretos preesforzados y/o para estructuras especiales.

NOTA: El concreto tipo B, se utilizó para cabezales preesforzados y en todos los elementos de la superestructura, ver Tabla II.5.6 de Volúmenes de Concreto. Revenimiento.

El revenimiento del concreto debe estar dentro de los valores permisibles durante los primeros 15 min. de la descarga, exceptuando el primer y último cuarto de m³. El período máximo de espera en el sitio de entrega es de 30 min.

La aceptación o rechazo de una olla se hizo en forma preliminar al momento de su descarga con las pruebas de revenimiento. Si la medida de revenimiento cae fuera de los límites especificados, debe hacerse otra prueba inmediata con otra porción de la misma muestra o de otra, pero de la misma entrega. En caso de una segunda falla debe rechazarse.

TOLERANCIAS QUE SE CONSIDERARON.

REVENIMIENTO ESPECIFICADO EN CM	TOLERANCIA EN CM.
Menos de 5	+ 1.5
de 5 a 10	± 2.5
mas de 10	± 3.5

El revenimiento utilizado en la superestructura fué de 8 a 10 incrementándose a 12cm con aditivos fluidizantes del concreto.

Muestreo.

El muestreo para cada tipo de concreto, debe ser con la frecuencia indicada en la tabla siguiente, por día de colado y con el mínimo de muestras, señalado para cada caso con el fin de que resulte efectivo.

N° DE ENTREGAS	N° DE MUESTRAS MINIMO.	RECOMENDADO
1	1	1
2 a 4	2	2
5 a 9	2	3
10 a 25	3	5
26 a 49	4	7
50 en adelante.	5	9

Para la prueba de resistencia deben hacerse como mínimo dos especímenes para probarse a los 7 y 28 días y más cilindros si se requieren para pruebas de resistencia a flexión, módulo de elasticidad, etc.

Pruebas de Corazones.

Si los reportes del laboratorio producen resistencias menores en más de 50 kg/cm² de la $f'c$ de concretos de calidad "A" y se sospecha de un mal manejo o curado de los cilindros, deben tomarse medidas para asegurar que la capacidad estructural no quede comprometida. Cuando se confirma que el concreto es de baja resistencia y la capacidad estructural se redujo significativamente, se debe requerir la prueba de corazones extraídos de la zona en duda, de acuerdo con (NOM C-169), por cada cilindro que esté por debajo de $f'c$ en más de 35 kg/cm², deberán obtenerse 3 corazones; si el promedio de los 3 corazones es por lo menos igual al 85% de $f'c$, el concreto se considera estructuralmente adecuado; si es menor del 75% de $f'c$, se vuelve a probar, si continúa la duda, se debe ordenar una prueba de caiga como se expone en el Capítulo LVI Artículo 360 del Reglamento de Construcción del D.D.F. o demoler el elemento en cuestión.

Módulo de Elasticidad del concreto.- Esta propiedad deberá ser obtenida con el ensaye de cilindros estándar siguiendo el procedimiento señalado por la norma ASTM C-469, el valor promedio que se obtenga en los cilindros ensayados a la edad de 28 días no debe ser inferior a $8500\sqrt{f'c}$, tomando $f'c$ como el valor nominal de la resistencia de proyecto; para esta prueba deberán colectarse no menos de dos cilindros por cada 40 m³ o fracción.

Colocación y compactación.

- Antes de efectuar el colado deben limpiarse los elementos de transporte y lugar donde se va a depositar el concreto
- El vibrado será tal que evite la formación de huecos.
- No se debe permitir trasladar el concreto mediante el vibrado.

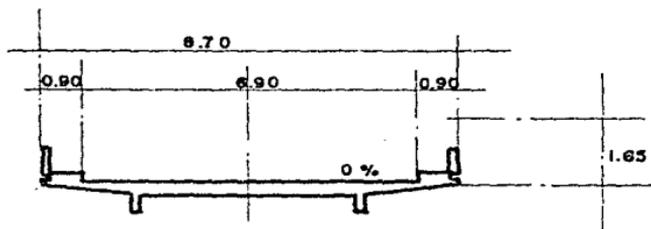
TABLA 4.5.6. VOLUMENES DE CONC., ACERO Y DIMENS. GRALS. DE LA SUPERESTRUCTURA

CONCEPTO			VOLUMEN DE CONCRETO		CONC. m ³	ACERO Tsp.	TRAMES LEGS	ANCHO DE CALZADA	BANQUETA ANCHO	EXENT. y	CIMBRA
TRABE	TIPO	TIPO	ETAPA 1	ETAPA 2	1 + 2	1 + 2	m.	m.	m.	m.	m ²
R 7-8	P	1F, 1M	110	108	218	62	31	11	90-120	87-68	800
R 8-9	P	2F	123	158	281	88	46	11-103	90-120	88-63	1200
R 9-10	S	1F, 1M	182	65	247	69	253	103	90-120	83-18	---
R 10-11	P	2F	203	174	377	98	48	103-12	90-120	18-3	1200
R 11-12	S	1F, 1M	93	91	184	58	23	12	90-120	8-68	900
R 12-13	P	2F	183	158	341	67	46	12-103	90-120	85-72	1200
R 13-14	S	1F, 1M	144	100	244	63	31	103	90-120	72-18	900
- 1-2	P	1F, 1M	83	81	164	52	31	69	120-90	30-48	630
- 2-3	P	2F	154	142	296	85	47	89-89	120-90	48-120	1000
- 3-4	S	1F, 1M	93	68	161	39	25	89-8	120-120	130-78	900
- 4-5	P	2F	149	118	267	65	47	8-89	120-120	78-30	1080
- 5-6	P	1F, 1M	83	81	164	47	31	69	90-120	30	720
TRABES					3028	723					
9-10											
2 EXTREMAS	S	1F, 1M	253x124x19	ev 12 H 10	34 c/u	12 c/u	25.3	10.3	9-120	63-19	
5 INTERIORES	S	1F, 1M	25.3x124x18	ev 12 H 15	22 c/u	9 c/u	25.3	10.3	9-120	63-19	
FIRME	---	---	9x25.3x0.18	3x0.37x0.29	2x25.3	60					
NOTA: EN TODAS LAS TRABES SE APLICA ADITIVO FLUIDIZANTE A RAZON DE 7 lit/m ³ EL CONCRETO TIPO "B" Y UNA F _y = 350 Kg/cm ²											
1	---	1F	---	---	147	41	25 M	6.9	120-120	30	
6	---	1F	---	---	250	48	54 M	8.8	120-120	30	
7	---	1F	---	---	120	40	22 M	10.3	90-120	87	
14	---	1F	---	---	250	52	45 M	10.3	90-120	18	
TERRAPLEN											
1	---	---	---	---	100	18	130 M	8.9	120-120	---	
6	---	---	---	---	124	20	77 M	8.9	120-120	---	
7	---	---	---	---	120	40	150 M	10.3	90-120	---	
14	---	---	---	---	134	52	90 M	10.3	90-120	---	
					1873	314					
* LONGITUD DEL ELEMENTO			P. PORTADA		S. SOPORTADA		M. MOVIL		P. FIJO		

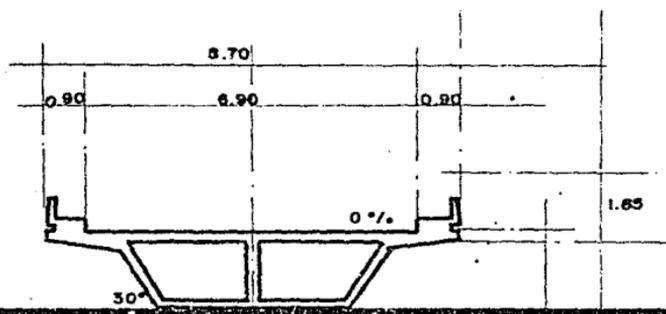
TABLA 4.5.6

RAMPA RIO CONSULADO A
PUERTO MEXICO

124



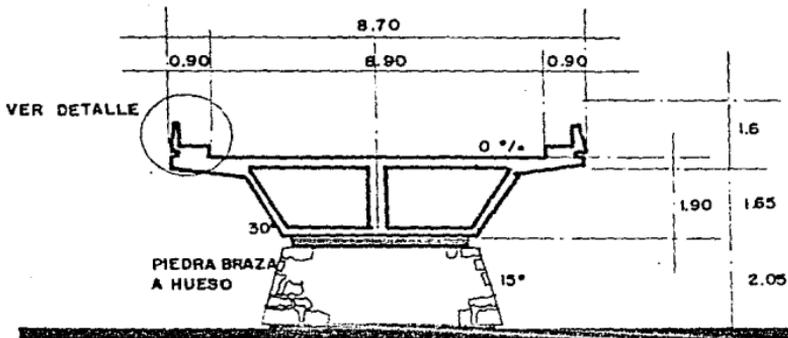
INICIO DE RAMPA
CAD 0+150.013



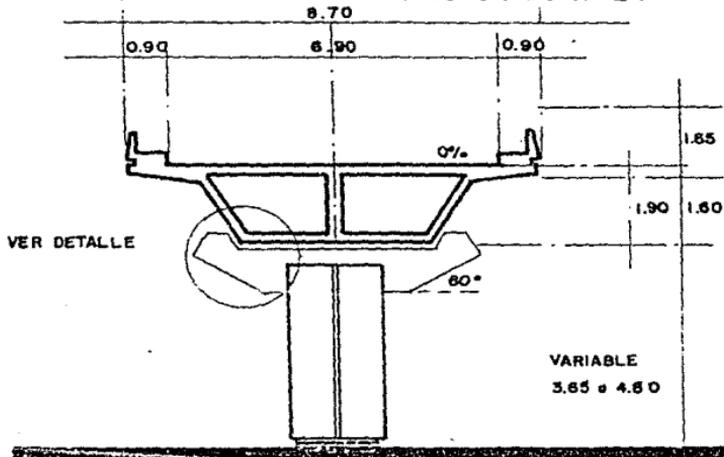
CAJA INTERMEDIA

CORTES A.

ESTRIBO EJE 1 CAD 0+240.367



EJE 2 CAD 0+275.367
 EJE 5 CAD 0+384.524

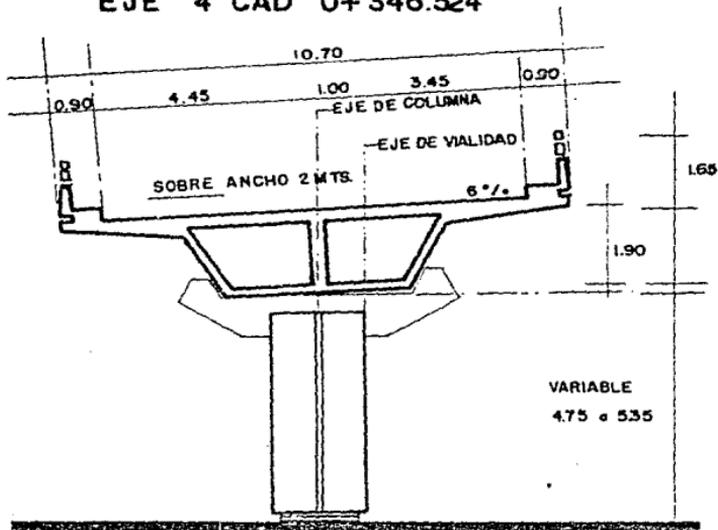


CORTES A..

EJE 3 CAD 0+310.387.

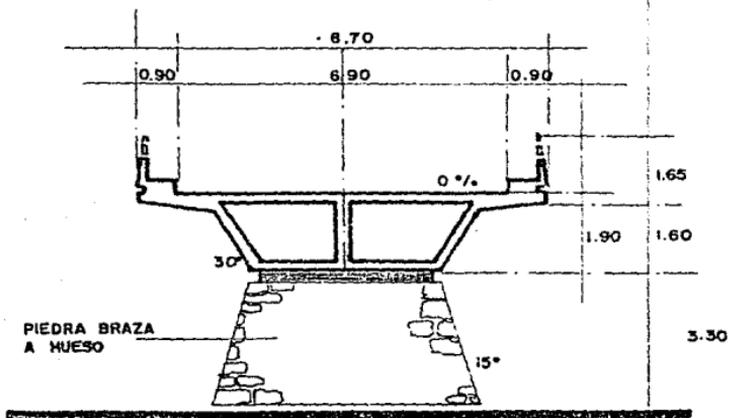
126

EJE 4 CAD 0+346.524

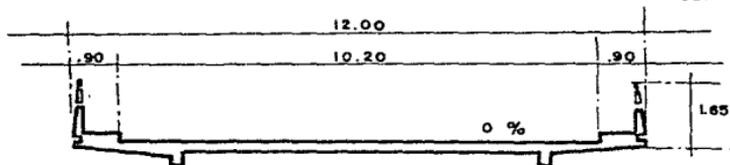


CORTE S A...

ESTRIBO EJE 6 CAD. 0+419.524

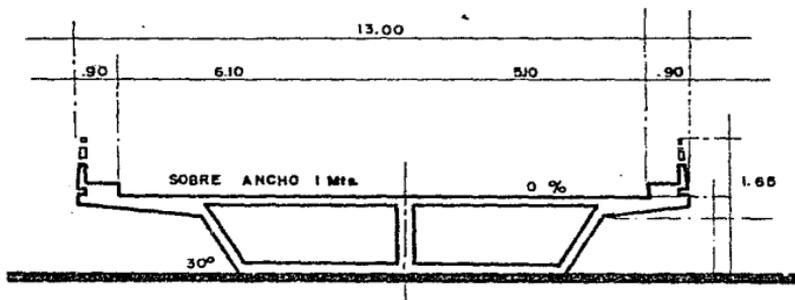


RAMPA PUERTO MEXICO BLVD. AEROPUERTO 127



INICIO DE RAMPA

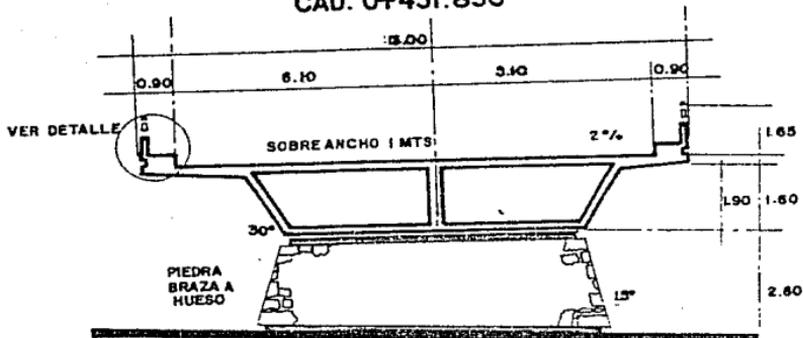
CAD. 0 + 627



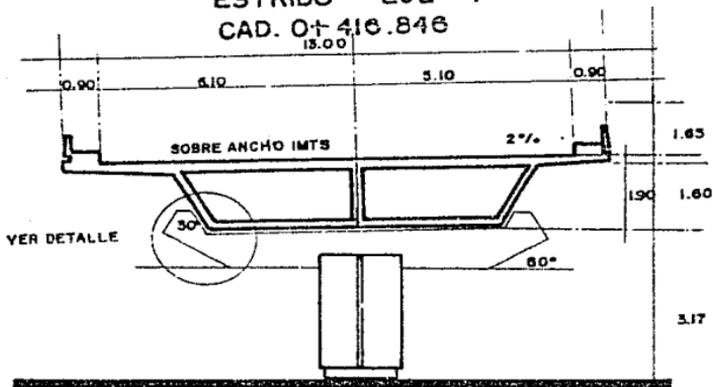
CAJA INTERMEDIA

C O R T E S B .

ESTRIBO EJE 7
CAD. 0+451.856

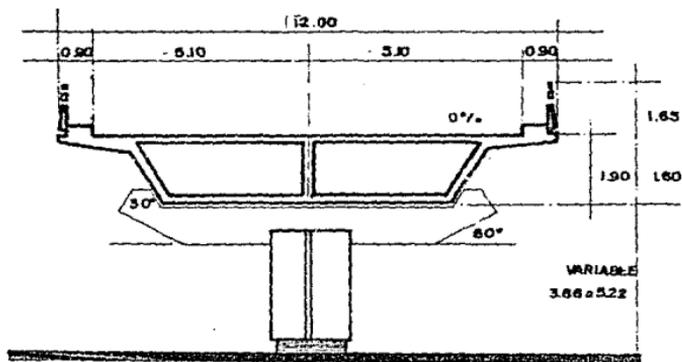


ESTRIBO EJE 7
CAD. 0+416.846

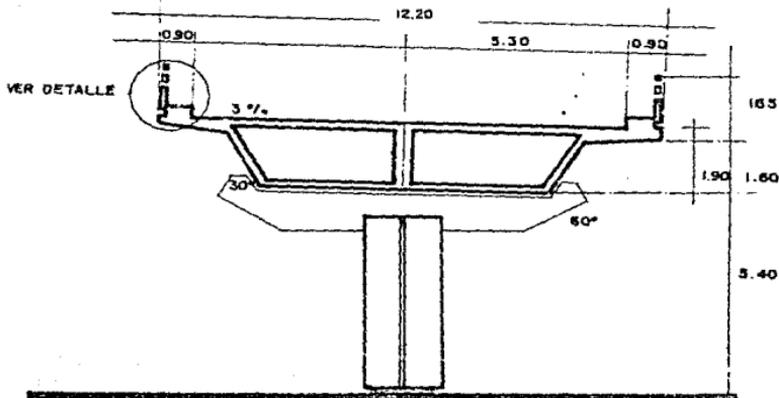


C O R T E S 8 ..

EJE 9 CAD. 0+361.846
 EJE 13 CAD 0+242.046



EJE 10 CAD. 0+345.046



CORTES B...

CAPITULO QUINTO.

5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA ESTACION
TERMINAL AEREA DE LA L-5 DEL METRO DE LA
CIUDAD DE MEXICO.

5.1 GENERALIDADES.

La estación subterránea "TERMINAL AEREA" como parte fundamental de la Línea 5 del METRO, se aloja en una zona de arcillas blandas típicas de la Ciudad de México, tiene un área construida de 4700m² con una longitud de 150m y un ancho promedio en zona de vestíbulos de 59.5m

La estación está formada por un cajón de concreto reforzado (muros tablastacas y estructurales definitivos), una techumbre a base de losas coladas en sitio, tabletas prefabricadas y preesforzadas rigidizadas con un firme de compresión armado; consta como se observa en los cortes generales, de una zona central -- donde se alojan los accesos, vestíbulos oriente y poniente, zona de servicios, cuartos técnicos mismos que se desplantaron a 8m de profundidad y constituye la parte más ancha de la estación, una pasarela profunda para cambio de andén desplantada a 12m de profundidad y 6m de ancho donde se construyó un cárcamo para captar las aguas freáticas y pluviales que llegan através del tubo dren P.V.C. de 20 cm Ø y por medio de equipos de bombeo se canaliza al drenaje municipal; los dos andenes de 150m de longitud se desplantaron a una profundidad de 8m ambos andenes tienen 3.3m de ancho más 0.6m de nariz de andén. La zona de vías tiene 5.7m, donde se implantaron las Vías 1 y 2; en base a lo anterior, el ancho total del cajón en la zona de andenes fue de 13.5m a paños interiores y en tramo de 7.5m

5.2 ESTRATIGRAFIA.

De acuerdo a la zonificación estratigráfica de la Ciudad de México (Capítulo 2), la estación se localiza en la Zona del Lago, caracterizada por la presencia de fuertes espesores de arcilla blanda compresible. La estratigrafía del sitio se puede describir de la siguiente manera:

Desde la superficie del terreno hasta 6m de profundidad, se encuentra el estrato denominado "Manto Superficial", el cual está formado por rellenos artificiales y firme limo-arenoso muy cementado que presenta cohesión y fricción. Su contenido natural de agua es del 60% en promedio y su peso volumétrico es de 1.60 ton/m³, el nivel freático se encuentra a 2m de profundidad en la zona de estación y hasta 5m en la zona de Puente Rama B-B'.

Abajo del Manto Superficial se encuentra la "Formación Arcillosa Superior constituida por la arcilla blanda compresible, típica de la Ciudad. Su contenido natural de agua varía entre 100 y 350%, su relación de vacíos entre 8 y 12, su peso volumétrico es en promedio de 1.15 ton/m³ y su resistencia al corte varía entre 1.3 y 3.2 ton/m², excepto en la arcilla vecina a la "Capa Dura", cuya resistencia al corte aumenta hasta alcanzar valores de 3 y 4 ton/m². Esta formación arcillosa se encuentra hasta 38m de profundidad y descansa sobre una capa dura de limos arenosos compactados y cementados. Dentro de la formación arcillosa superior existen eventualmente lentes de arena de pequeño espesor.

5.3

ANÁLISIS GEOTECNICOS.

Los análisis geotécnicos que se realizaron fueron de dos tipos, los efectuados para establecer el proceso de excavación y construcción y los desarrollados para conocer el comportamiento de la estación a largo plazo.

1.- Análisis para las etapas de excavación y construcción:

Debido a la cercanía de las estructuras vecinas, se decidió -- construir la estación usando una estructura de contención, constituida por muros de concreto armado (muros-tablestacas), colados en zanja bajo lodo bentonítico hasta una profundidad de 2m abajo de la máxima profundidad de excavación y de una longitud promedio del tablero de 6m. La excavación de la arcilla dentro de la estructura de contención se llevó a cabo con Dragas LS-108 y 118, colocando los puntales a medida que la excavación se produjo y conforme se detalla en las etapas de excavaciones y apoyandose además en los análisis de empujes sobre los muros, la estabilidad del talud en los frentes de avance, la estabilidad del fondo de la excavación, las expansiones inmediatas de tipo elástico y el estudio del sistema para abatir el nivel freático y excavar con la mayor seguridad posible.

a) Empujes.

Se calculó el empuje redistribuido que se presenta sobre los muros tablestacas cuando se tienen colocados los puntales, empuje activo generado en toda la altura del muro más el empuje hidrostático. Se calculó el empuje pasivo que se genera en la pata o zona de empotramiento del muro (ver Fig. III.1.a), se revisó el muro para cada una de las condiciones de colocación de los niveles de puntales colocando dos en los extremos de cada tablero para un mismo nivel. Se revisó que el muro no presentará falla de pateo (giro) para cada condición de colocación de puntales.

EMPUJE EN EL MURO DURANTE CONSTRUCCION.

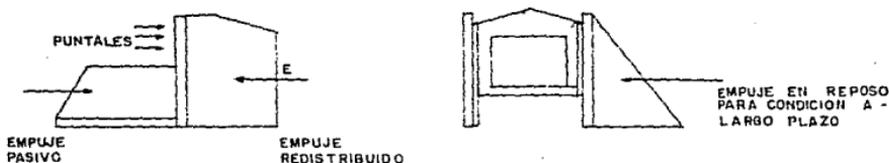


FIGURA N° III: 1.0

b) Taludes de Avance.

Se revisó que el talud de avance tuviera una inclinación tal, que su factor de seguridad a corto plazo contra deslizamiento, fuera mayor de 1.5m, en estas condiciones y considerando el tipo de arcilla, se obtuvo un talud de 1.25:1 (horizontal-vertical).

c) Factor de Seguridad (F.S.)

Se valuó el Factor de Seguridad (F.S.) contra el levantamiento del fondo en base a la resistencia al corte de las arcillas -- "C", peso volumétrico del suelo "γ", profundidad de excavación "H" y "Nc" factor de capacidad de carga, resultando:

$$F.S. = \frac{cNc}{\gamma H}$$

d) Bombeo.

Depende de las características del suelo, condiciones geológicas, tamaño y profundidad de la excavación; para esta estación se utilizó el sistema de bombeo profundo o de gravedad que más adelante se explica.

e) Expansiones Inmediatas.

Para evitar este tipo de expansiones, las etapas de excavación se redujeron en longitud y tiempo en la construcción de los elementos estructurales; las expansiones inmediatas "ei" se calcularon por medio de la siguiente expresión derivada de la teoría elástica:

$$e_i = \frac{qB}{E} (1-U^2) I_w \text{ -----}(X)$$

Donde "q" es la descarga producida por la excavación, "B" es el ancho de la excavación (dimensión menor), "U" es el Módulo de Poisson de la arcilla, "Iw" es el factor que depende de las dimensiones de la excavación (se considera como cimentación -- flexible Mc Graw Hill, 1968). Los valores de Iw, se indican en el capítulo de Proceso de Excavación y "E" es el módulo de deformación de la arcilla obtenido de una gráfica esfuerzo deformación en prueba triaxial no consolidada, no drenada.

Para nuestro caso se propusieron etapas de 8m de longitud con objeto de disminuir las expansiones inmediatas excesivas y el riesgo de falla de fondo. Bajo estas condiciones y tomando en cuenta los siguientes valores:

$q=10.57 \text{ kg/cm}^2$, $B=700\text{cm}$, $U=0.4$, $E=40 \text{ kg/cm}^2$, $Iw=1.53$,

se obtuvo un valor de expansión inmediata de 23.8m, observándose se además que el valor máximo de la expansión inmediata fue de 25cm que corresponde a un 5% mayor al previsto con esta expresión.

2.- Análisis de comportamiento a Largo Plazo.

- a) Se tuvo especial cuidado en que la diferencia entre el -- suelo excavado y el peso de la estructura construida (sobrecompensación) no excediera en más de 1.5 ton/m², en todas las zonas de la estación, en vista de que la experiencia en otras estructuras sobrecompensadas de la Zona de Largo acusan mal comportamiento cuando el peso del suelo excavado excede en más de 1.5 ton/m² el peso de la estructura.

Bajo estas condiciones fue necesario colocar el máximo peso posible en la estructura, colocando mayores espesores de concreto (muros y losas de piso y techo entre 60 y 100 cm) para evitar la expansión a largo plazo y no afectar la pendiente de proyecto de las vías del METRO.

- b) Empujes a largo plazo sobre los muros en contacto con terreno natural, considerando la suma del empuje hidrostático más el empuje en reposo.
- c) Para evitar la flotación se determinó que el peso de la estructura fuera superior a 1.2 veces al empuje hidrostático ascendente ejercido sobre la losa de fondo, considerando el nivel freático más alto registrado en la zona.

5.4 CONSIDERACIONES GENERALES.

En base a los análisis geotécnicos mencionados se procedió a -

ejecutar el proceso constructivo proponiendo la excavación por etapas de 8m de longitud en el orden que se indica en la Fig. N°3. Asimismo se propuso el apuntalamiento en corte como se indica en la Fig. N°4 y cortes correspondientes; en el proceso constructivo se tomarán en cuenta además los siguientes lineamientos generales:

- a) Los puntales se colocaron con una precarga de 30 toneladas, instalándose tan pronto como la excavación descubrió los puntos de aplicación previstos.
- b) Una vez alcanzado el fondo de excavación, de inmediato se procedió a colar una plantilla de concreto pobre y a construir de inmediato la losa de piso. Se vigiló que estas operaciones se efectuaran en el mínimo tiempo posible. -- (24 a 36 horas)
- c) No se excavó ninguna etapa hasta no tener construida la losa de fondo de la etapa anterior.
- d) Se construyeron los muros interiores y la losa de techo en períodos lo más corto posible (10 a 15 días). Con objeto de restituir el peso de la arcilla y lograr en el menor tiempo una estructura rígida que disminuyera el valor de las expansiones.
- e) La excavación en la zona profunda de pasarela de cambio de andén (corte B-B') se programó al final para tener descargada toda el área vecina y evitar la falla de fondo.

Bajo estos lineamientos la estación se construyó en un período de 14 meses aproximadamente sin presentarse problemas graves que pusieran en peligro la estabilidad de la estación ni de las construcciones vecinas.

5.5 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA EXCAVACION DE LA TERMINAL AEREA.

El procedimiento de excavación se efectuó a cielo abierto en treestructuras de contención, constituidas por muros de concreto armado y colados en sitio.

5.5.1 CONSTRUCCION DE LOS BROCALES.

Los brocales tienen la finalidad de retener los rellenos sueltos superficiales y de servir de guías a las herramientas de excavación.

Para cumplir adecuadamente con esta última función se debe dejar un espacio libre de 65cm (para muros de 60cm de espesor), 85cm (para muros de 80cm de espesor), cuyo alineamiento debe ajustarse al trazo.

TABLESTACA

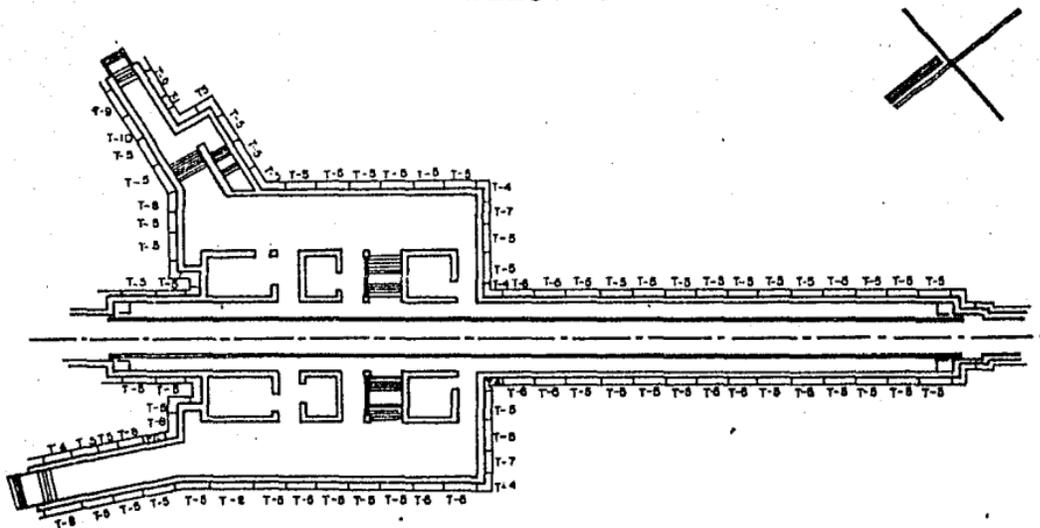


FIG. A

METRO - LINEA 5	ESC. 11750
ESTACION TERMINAL AEREA	
SUBTERRANEA	E.E.C.O.
NIVEL VESTIBULO	FIG. A

Para construir los brocales se excava primero la parte superior de la zanja donde se van a alojar los muros, hasta una profundidad variable de acuerdo con el espesor de los rellenos, pero no menor de 1.50m, ni mayor que la profundidad a la que se encuentra el nivel freático. La profundidad del faldón del brocal para cada tramo es indicada en el proyecto correspondiente.

Debido a que dentro de los dos primeros metros bajo la superficie se encuentran todos los ductos y tubos de servicio municipales, esta excavación debe efectuarse con mucho cuidado ya sea a mano o con maquinaria para no dañarlos. Los brocales son piezas en forma de ángulo recto de concreto colados en el mismo sitio. Su refuerzo y separación en promedio, es de varillas del N°4 con separación de 15 a 25cm.

Para colar las ramas verticales o faldones del brocal, se tiene que cimbrar. La cimbra de un lado se apoya contra la del otro lado por medio de puntales. Los puntales que se usan son pilones de madera de sección cuadrada de 10 x 10cm y se colocan a cada 2m de separación horizontal. En el sentido vertical se colocan en dos niveles cuando la altura del brocal sea de 1.50m y en tres niveles cuando sea mayor.

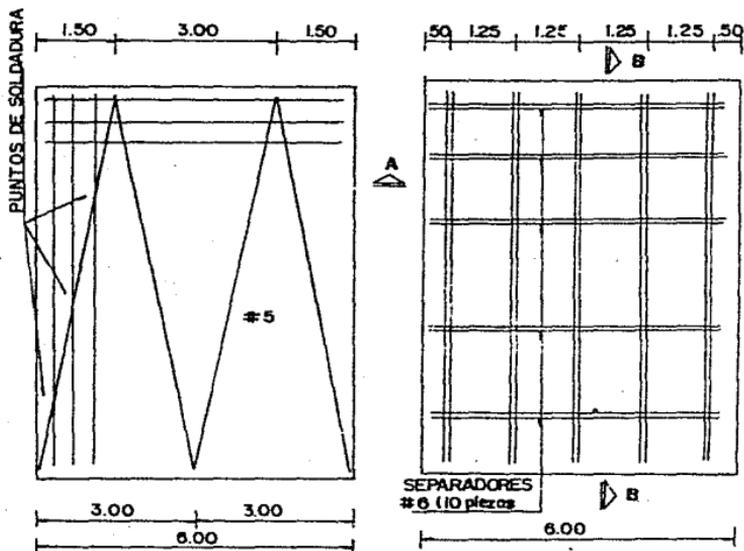
Las ramas horizontales constituyen pequeñas losas sobre las cuales se pueden rodar las máquinas de excavación, el ancho mínimo de estas ramas horizontales del brocal es de 50cm, se puede modificar de acuerdo con las condiciones que presente el terreno de apoyo, de tal manera que no exista peligro de volteo durante la excavación por estar mal apoyado. Al terminar de colar los brocales, se quitan los puntales de la zanja guía que corresponde a la longitud del tablero del muro que se va a construir. Esta distancia en la estación Terminal Aerea, varió de 2.30m en el acceso oriente a 6m en el Cuerpo Central y 7.55 m en la zona de quiebres. Ver Tabla de Longitud de Tablestacas Interiores y Exteriores.

Cada tramo aislado por las compuertas se llenará en seguida -- con lodo bentonítico, hasta alcanzar un nivel de 80cm. abajo del borde superior del brocal. Este mismo nivel de lodo debe mantenerse durante todo el proceso de excavación y colado del muro. En ningún caso debe aumentar esta distancia.

Este lodo tixotrópico se utiliza para estabilizar y evitar que las paredes de los tableros que se excaven se derrumben, ya que éstas no son estables por sí solas aún cuando se conserve un tirante de agua equivalente al nivel freático o mayor.

5.5.2 PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS DEL LODO ESTABILIZADOR.

El lodo estabilizador es una suspensión estable de bentonita sódica en agua, y es tixotrópico porque presenta resistencia -



DETALLE DE
IZADORES

DETALLE DE
SEPARADORES

TABLESTACA

METRO—LINEA-6	ESC: 1:750
ESTACION TERMINAL AEREA.	
SUBTERRANEA	E.E.C.S.
NIVEL VESTIBULO	FIG. N° A.1

FIG. N° A.1

al corte en reposo que es cuando está como un gel y en movimiento cuando se agita o bombea actúa como un sol, el paso de sol a gel es reversible.

El lodo tiene una densidad mayor que la del agua con objeto de que el empuje hidrostático que ejerza sobre las paredes sea mayor que el de ésta, el lodo se vacía en el interior de los tableros excavados hasta alcanzar un nivel superior al nivel freático con el objeto de generar un gradiente de presiones sobre las paredes de la excavación que ayude a mantenerlas estables. El gradiente produce infiltraciones del lodo hacia el interior de las paredes, por lo que debe controlarse la porción agua-cólidos con objeto de que la infiltración sea mínima. Al producirse la infiltración se forma en la frontera lodo-suelo una película de pequeño espesor de moléculas de lodo la cual constituye una membrana impermeable y resistente, conocida como "CAKE", la tixotropía del lodo al pasar de sol a gel y las fuerzas electroquímicas y de tensión capilar que se generan entre lodo y suelo en la frontera de los dos materiales durante el filtrado, contribuyen a la formación y adquisición de la resistencia de la película, esta resistencia se suma a la presión hidrostática del lodo para estabilizar las paredes.

Este lodo puede aceptar sin sedimentarse, la adición de un material inerte de más peso, para lograr un lodo de mayor densidad que puede ser usado en tableros donde las cargas de compresión sean mayores o se utilicen tableros próximos a las construcciones. El lodo se prepara en recipientes especiales donde debe permanecer como mínimo 8 horas en reposo. Mediante un desareado o regeneración se le puede dar al lodo varios usos, la regeneración puede efectuarse pasando por la planta central de fabricación y almacenamiento, o bien mediante una batería portátil de hidrociclones; en este último caso se puede recircular localmente de un tramo de zanja a otro. Una vez aislado el tramo por construir, se procedió a la excavación de las zanjas hasta el nivel de desplante de los muros, manteniendo siempre el nivel del lodo a .80m abajo del borde superior de los brocales.

5.5.3

COLADO DE MUROS MILAN

La excavación de los muros se efectuó con una draga con almeja de corte guiado para ofrecer una amplia garantía en la verticalidad, alineamiento e integridad de las paredes de la zanja, y que permite alcanzar sin problemas la profundidad media del muro indicado en el proyecto. La draga con cucharón de almeja libre, no se puede usar porque no garantiza la verticalidad de los muros y provoca derrumbe durante la excavación. La herramienta de construcción debe deslizarse con suavidad, sin chocar ni golpes, hincarla sin dejarla que choque o caiga libremente contra el lodo o contra las paredes de la zanja para evitar desprendimientos o caídos, meterla y sacarla sin brusquedad para evitar efectos de émbolo en el lodo, se debe cor-

tar firmemente la arcilla hincando la almeja a presión sin sacudir ni arrancar de súbito. Una excavación hecha con destreza y siguiendo estas indicaciones nos ahorra problemas de relleno y afinaciones de los muros.

El cumplimiento de estas indicaciones conjugadas con las de un lodo de perforación de buena calidad, evitan caídos y deslaves que azolvan la zanja y que provocan socavación de las paredes, además de evitar movimientos en las propias paredes del fondo que se difunden hacia el exterior, causando desplazamientos de las zonas vecinas.

La excavación de las zanjas se efectuó en forma alternada ya que no pueden colarse tableros lindantes en forma simultánea, asimismo no se excavó ningún tablero hasta que el concreto del contiguo haya alcanzado su fraguado inicial. La longitud de las excavaciones de las zanjas para esta estación fueron las siguientes:

Tablestacas interiores de 4 a 10m, alturas de 5.75 a 12.55m, - Fig. A3, A4 y A5.

Tablestacas exteriores de 2.30 a 8.10m, alturas de 6.09 a 13m, Fig. A, A1 y A2.

Durante la excavación se llevó un control de las propiedades del lodo de perforación, efectuando dos pruebas como mínimo en cada tablero, la primera al vaciar el lodo en la zanja antes de iniciar la excavación y la segunda inmediatamente antes de introducir la parrilla de refuerzo, de estos resultados dependía si se recirculaba o no el lodo. En caso de que el lodo se suministre por medio de pipas, el lodo contaminado se substituye por lodo nuevo conservando siempre el nivel de lodo dentro de la zanja a 80cm abajo del borde superior del brocal. Este nivel no debe abatirse ya que causa succiones y gradientes en el manto freático que son causa de la desintegración y derrumbe de las paredes.

La zanja ademada y totalmente excavada no debe dejarse por mucho tiempo con el lodo, ya que no debe pasar más de 24 horas entre el inicio de la excavación y el inicio de su colado. Así mismo no debe transcurrir más de 6 horas entre el momento que se alcanza la máxima profundidad de excavación y el inicio del colado. Debido a las características curvas del cucharón, la profundidad de excavación se realiza 20cm más de lo que marca el proyecto.

Terminada la excavación se limpia de azolve el fondo de la zanja utilizando un tubo eyector que se pasa por todo el piso de la zanja, o con la almeja se colecta este azolve. Asimismo es verificada la profundidad del lodo y se procede a introducir las juntas metálicas y la parrilla de refuerzo.

Las juntas son tubos metálicos huecos en forma semicircular o rectangular que en una de sus caras tiene forma macho o hembra y que contiene la banda de "PVC" integrada. De esta banda la mitad queda ahogada en el muro y la otra queda libre en el interior del tubo para colarse con el muro contiguo. A la cara de la junta que queda en contacto con el concreto, se le aplica una película de grasa o de un desencofrante constituido por una resina epóxica de un milímetro de espesor para facilitar su extracción posterior.

El tubo junta, debe conservar sus extremos bien tapados con el fin de evitar la entrada de concreto. Instaladas las juntas, se procede de inmediato a colocar la parrilla de armado dentro de la zanja además con lodo. Las parrillas irán contraventeadas con rigidizadores como se indica en la Fig. A.1. La parrilla se introduce casi por propio peso por medio de patos o una draga (grúa), se debe tener precaución respecto a la verticalidad, alineamiento y profundidad. Para evitar que la parrilla flote al colocarse se debe empujar, pero durante el colado se deben colocar dos gatos apoyados en las paredes del brocal los cuales impiden cualquier movimiento de la parrilla los gatos se deben retirar sólo hasta que se termine el colado, además es muy importante que se verifique que la parrilla ha quedado en su lugar.

El tiempo máximo que debe permanecer la parrilla en la zanja sin que se efectúe el colado es de 4 horas, períodos mayores favorecen la formación de "CAKE" y reducen la adherencia concreto-acero, por lo que se debe iniciar el colado inmediatamente después de haber introducido la parrilla en la zanja. La parrilla se debe habilitar con roles de concreto de 5" fijos al acero principal de la parrilla por medio de varillas de 3/4", éstos se localizan en las dos caras de la parrilla y en tres niveles equidistantes en el sentido vertical, cada varilla debe llevar 4 roles equidistantes en el sentido horizontal; todo esto es con el fin de garantizar el recubrimiento de los muros.

Asimismo es necesario dejar dentro de la parrilla espacios libres de 60 x 60cm con varillas verticales de guía para el paso de las trompas de colado; para impedir el paso de concreto en la zona de unión posterior con la losa de piso, se hace una caja de 1.25m de altura y 15cm de espesor a todo lo largo de la parrilla, ésta se prepara con espuma de plástico amarrada con tela de gallinero; por lo que debe cuidarse el descenso y colocación de la parrilla para que la caja no se deforme y no pierda la posición y anclaje preparado. Ver Fig. A2 y A3.

Después de colocada, centrada y nivelada la parrilla, se introducen las trompas de colado por tramos; los copes de unión de cada tramo de las trompas deben ser perfectamente herméticos para impedir que la succión de la columna de concreto al

bajar chupe aire o lodo del exterior, cada tramo tiene menos de 2m de longitud con un \emptyset menor o igual a 30cm; al tramo que sobresale se le coloca un embudo o una tolva. La boca de esta tolva debe quedar a una altura en la que se pueda descargar directamente de las ollas de concreto, todo el conjunto se subirá o bajará durante el colado por lo que se debe contar con equipo que pueda realizar esta maniobra. Generalmente se utiliza una grúa (pato).

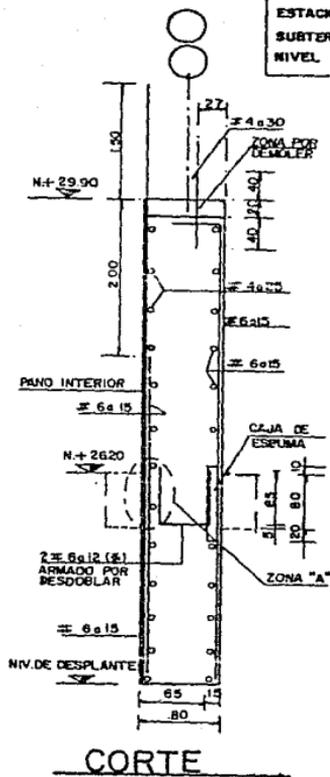
El extremo inferior o boca de descarga, debe quedar apoyada en el fondo de la zanja antes de iniciar el colado. Una vez introducidas las trompas de colado, se coloca entre la tolva y el tubo un tapón constituido por un balón de látex el cual descenderá obligado por el peso del concreto vaciado, evitando en esta forma la segregación y contaminación del mismo, además se evita la descarga de concreto con mucha energía, la que pudiera dar lugar a la mezcla del concreto con el lodo; para iniciar el flujo de concreto la trompa debe levantarse a una distancia de 30cm del fondo de la zanja. El concreto debe ser suficiente mente fluido para que no haya necesidad de vibrado, se deberá acomodar uniformemente a la profundidad de proyecto y la distribución debe ser uniforme por todo el tablero. La boca de descarga de la trompa de colado no debe quedar nunca ahogada menos de 1.50m en el concreto que se cuele.

Para ayudar al concreto a fluir, desde el principio se desplaza la trompa verticalmente hacia arriba y abajo vigilando que permanezca siempre lo suficientemente ahogada en el concreto para que no exista contaminación del lodo con el concreto, a medida que éste fluye se agrega más a la tolva, manteniendo la columna a una altura conveniente para regular la rapidéz del flujo, en esta forma el lodo de la zanja es desplazado hacia la superficie por la diferencia de densidades, prácticamente sin necesidad de mover la tubería. El impulso que lleva la primera mezcla al salir por la boca de descarga produce un efecto de arranque en el fondo del tablero y lo deja limpio de lodo; llevando al pie de la letra este procedimiento y cumpliendo con todo lo anterior, el lodo no se mezcla con el concreto. Para que se logre un flujo suave y continuo, el concreto no debe ser vaciado de golpe dentro de la tolva, así como no tener recesos o suspensiones mayores de 15 min.

Se debe llevar un control de colado midiendo en forma permanente la variación del nivel de la superficie del concreto anotada en un registro, con el objeto de poder decidir el momento oportuno en que se deben retirar las trompas.

Dos trompas de colado en la zanja serán suficientes para el colado de 6m de longitud, debido a las pendientes que desarrolla el concreto fluido dentro del lodo. El concreto de los muros debe llegar a un nivel de 30cm arriba del nivel superior ideal en el proyecto, estos 30cm se consideran contaminados y no

METRO — LINEA 5 ESC: 1:750
 ESTACION TERMINAL AEREA
 SUBTERRANEA E.E.C.G
 NIVEL VESTIBULO FIG. A.3



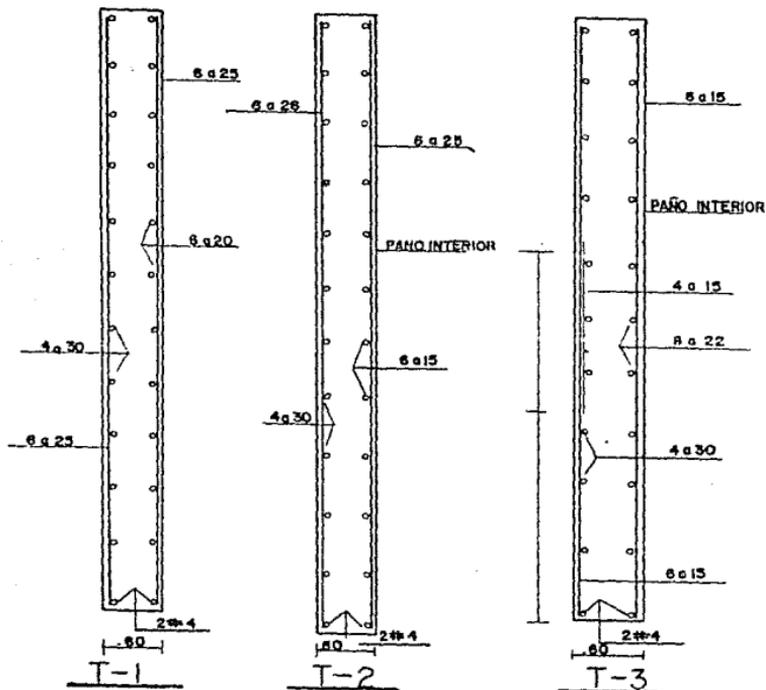
NOMENCLATURA PARA LONGITUDES DE TABLESTA	
T-1	920
T-2	1000
T-3	800
T-4	925
T-5	500
T-6	755
T-7	675
T-8	400
T-9	540
T-10	490
T-11	300
LONGITUD A PANOS INTERIORES DE TABLESTA	

NIVELES DE DESPLANTE Y DE REMATE DE TABLESTA INTERIORES		
TRAMO	NIVEL DE DESPLANTE	NIVEL DE REMATE
A — B	20.800	29.900
B — C	23.200	29.900
C — D	21.650	29.900
D — E	20.800	29.900
F — G	23.200	29.900
G — H	21.650	29.900
H — F	21.650	29.900
I — J	22.000	29.900
J — K	21.650	29.900
K — L	17.350	29.900
M — N	17.350	23.850
O — P	19.450	23.200
P — Q	17.350	23.850
Q — R	19.450	23.200
S — T	23.200	29.900
L — I	19.450	29.900

PLANTA

144

ARMADO DE TABLESTACA



METRO-LINEA 5 I-750
 ESTACION TERMINAL AEREA.
 SUBTERRANEA E.E.C.B.
 NIVEL VESTIBULO FIG. A. 4 Y 5

FIG. A. 4.

FIG. A. 5

contribuyen al trabajo estructural del cajón, ya que posteriormente deben demolerse para restituir la vitalidad y efectuar correctamente la impermeabilización del cajón.

5.5.4

PROCESO DE EXCAVACION.

La extracción de tierra durante una excavación produce una descarga de los estratos de suelo que se encuentran bajo el fondo de ésta; si la excavación se realiza en materiales arcillosos, tal descarga se traduce en una expansión de los estratos afectados por la misma, cuya magnitud depende de las dimensiones del área excavada, profundidad, coeficiente de expansibilidad del suelo y del tiempo que la excavación dure abierta.

El fenómeno de expansión durante la excavación presenta dos etapas, una de expansión relativamente rápida que se verifica a la misma velocidad que el avance de la excavación y que parece ser un fenómeno de tipo elástico, y la segunda, más lenta, que va acompañada por un incremento en el contenido de agua de la arcilla y es un proceso que se prolonga con el tiempo, por lo que es importante mantener el menor tiempo posible la excavación abierta. Las expansiones inmediatas se calculan con la fórmula:

$$qB = \left(\frac{1 - U^2}{E} \right) I_w \text{ ----- (X)}$$

VALORES DE I_w

FORMA DE LA EXCAVACION.	I_w
Cuadrada	1.12
Cuando L/B = 1.5	1.36
" " = 2.0	1.53
" " = 5.0	2.10
" " = 10	2.54
" " = 100	4.01

Para contrarrestar estas expansiones que posteriormente se traducirían en asentamientos, se tomaron las siguientes medidas cuyo valor práctico se ha demostrado y comprobado.

a) Excavación por etapas.

La realización de una excavación por etapas disminuye las expansiones debido a que, como se vió anteriormente, las dimensiones del área excavada influyen grandemente en la magnitud de las expansiones.

b) **Abatimiento del Nivel Freático.**

El bombeo de agua induce al subsuelo una sobrecarga, al cambiar el estado del mismo de sumergido a saturado. Esta sobrecarga contrarresta la descarga que sufre la excavación debido a la remoción del suelo; por lo anterior el abatimiento del nivel freático contribuye importantemente en el control de las expansiones.

c) **Disminución del tiempo que dura abierta una excavación.**

Es de vital importancia cumplir con los tiempos especificados en la construcción de cada uno de los elementos estructurales, por lo que alcanzada la máxima profundidad de excavación fue importante proceder de inmediato al colado de la losa de cimentación en el mínimo tiempo posible.

La excavación en la estación Terminal Aerea, se realizó conforme a las etapas de excavación indicadas en la Fig.3 y entre los muros tablestaca (Fig.A), previamente construidos y obtenida su resistencia de proyecto, (28 días concreto Tipo I ó 14 para concreto Tipo III), ambos muros tablestaca tabajan como losas en el sentido longitudinal y como muros de contención en el sentido vertical; asimismo el inicio de la excavación estuvo sujeta al tiempo de bombeo previo que en nuestro caso fue de 8 días y en una longitud de 20m medidos a partir del pie de talud del frente.

5.5.4.1

CONTROL DE FILTRACIONES.

Cuando la construcción de una cimentación requiere de una excavación bajo el nivel freático, es necesario realizar un abatimiento de dicho nivel por debajo de la profundidad de desplante; lo anterior para interceptar el flujo de agua que se presenta en los taludes y fondo de la excavación manteniéndola seca, aumentando la estabilidad de los taludes, así como la del F.S. contra falla de fondo y cuando se excava en material arcilloso de alta compresibilidad bajo carga, alta expansibilidad al descargarlos. El abatimiento del Nivel Freático auxilia en el control de las expansiones que se producen durante la excavación, al disminuir éstas a su valor mínimo posible, se garantiza que la resistencia al corte del suelo que subyace a la excavación no disminuya grandemente.

5.5.4.2

MÉTODOS DE ABATIMIENTO

El método depende del tamaño y profundidad de la excavación, de las condiciones geológicas y las características del suelo; para lograr un abatimiento efectivo es fundamental que el sis-

tema esté bien diseñado, instalado y operado.

- A) Zanjas y Cárcamos.- Se utiliza en excavaciones pequeñas - en suelos densos y cementados; el agua se extrae de las zanjas o cárcamos por medio de bombas autocebantes.
- B) Pozos Punta (Well Point (por gravedad).- Se utiliza a profundidades de 5m y consta de un tubo perforado de 1m de longitud y 1 1/2" Ø, cubierto por una malla cilíndrica -- con objeto de no permitir la entrada de partículas finas, en el fondo del tubo lleva insertada la gabeza que permite instalar el pozo por medio de chiflonéo sin necesidad de maniobras de hincado; los tubos se colocan en línea, espaciados a 1 ó 2m entre sí y conectados a una tubería principal en la superficie del terreno y que se conecta a la bomba de succión.
- C) Bombeo Profundo (por gravedad).- Este sistema fué utilizado en la estación y es el de mayor uso en las líneas del METRO, ya que abate el nivel freático en excavaciones muy profundas en materiales permeables, la instalación de cada uno de los pozos requirió de los siguientes conceptos: perforación, colocación de ademe, colocación del filtro y colocación de bombas eyectoras de pozo profundo.

C.1 Localización de los pozos de bombeo.

Se obtuvo de los planos de Mecánica de Suelos en los que se muestran los pozos a cada 9 y 12m en ambos sentidos. - Ver croquis de ubicación de Pozos de Bombeo Fig.2

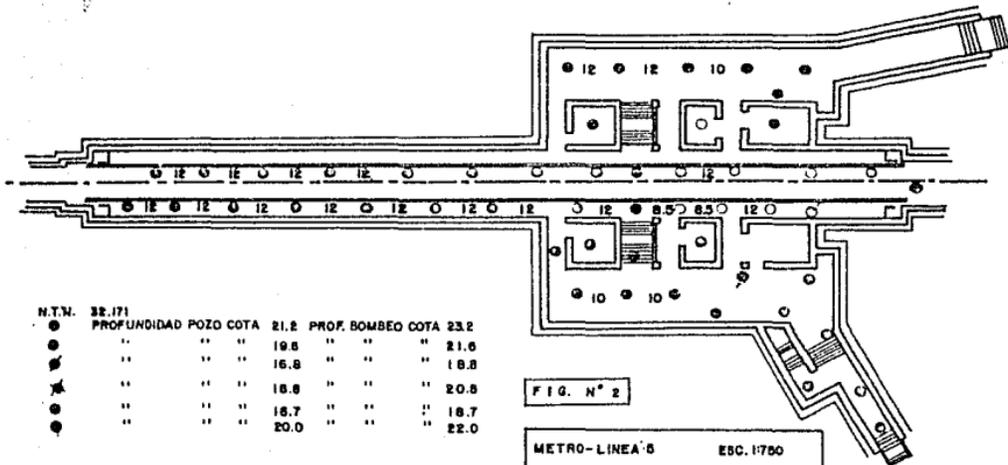
La profundidad de desplante de los pozos fué de 4m abajo de la profundidad máxima de excavación correspondiente a cada una de las etapas efectuadas. El nivel de succión de las bombas en todos los pozos fué de 2m abajo de la profundidad máxima de excavación.

C.2 Perforación de los Pozos de Bombeo.

Se perforaron los pozos con un diámetro de 30cm como máximo, la perforación se efectuó con broca tricónica o broca de dientes, en el lavado y limpieza de la perforación únicamente se utilizó agua a presión.

Para poder instalar el equipo de bombeo, el pozo debe estar limpio y libre de azolve, la limpieza se ejecutó con cucharas de percusión para extraer el azolve grueso, después de esto se lavó el pozo con agua a presión y no se instala el ademe y el filtro hasta que el agua no retorne libre de partículas.

UBICACION POZOS DE BOMBEO



N.T.M.	32.171	PROFUNDIDAD POZO	COTA	21.2	PROF. BOMBEO	COTA	23.2
●	"	"	"	19.8	"	"	21.6
●	"	"	"	16.8	"	"	18.8
●	"	"	"	18.8	"	"	20.8
●	"	"	"	18.7	"	"	18.7
●	"	"	"	20.0	"	"	22.0

FIG. N° 2

METRO-LINEA 5 ESC. 1:750
 ESTACION TERMINAL AEREA.
 SUBTERRANEA. E.E.C.G.
 NIVEL VESTIBULO FIG. N° 2

C.3 Ademes de los Pozos de Bombeo.

Antes de ademar la perforación se mantuvo ésta llena de agua hasta rebosar para evitar que las paredes se cerraran, los ademes de los pozos son tubos de fierro de 4" Ø, ranurados en toda su longitud excepto en 2m en la parte superior y 1.50m en la parte inferior, estos ademes están provistos de tres aletas formadas por varilla de 3/4" cuyo diámetro se ajustó a la perforación, estas aletas son de 1m de longitud y se localizan en tres puntos equidistantes a lo largo del ademe. El ranurado es con el objeto de que el agua por bombear penetre libremente a su interior, las ranuras son de 30cm de longitud y 3mm de ancho (1/8"), el % de área de filtración del tubo no fué menor del 3% ni mayor del 5% del área perimetral del tubo.

Para evitar que el material penetrara al interior del tubo, se colocó una malla del N°8 alrededor del ademe, esta malla se fijó de modo que al instalar el tubo no se desprendiera y cubriera perfectamente las ranuras. Además entre las paredes del pozo y las del ademe, se colocó un filtro de arena gruesa y grava cuya granulometría fué de 1.0" como máximo y .25" para el mínimo. Este material debía estar previamente lavado y cribado para eliminar los finos que pudieran obstruir el filtro durante su funcionamiento.

Desarrollo de Flujo Hidráulico.

Con el fin de establecer el Flujo Hidráulico del pozo y hacer más eficaz el bombeo, después de colocado el ademe y el filtro, se agitó el interior del ademe con una cuchara de percusión y si no era suficiente, se le colocaba hielo seco hasta el fondo del pozo para que el monóxido de carbono destapara los espacios bloqueados entre las partículas.

C.4 Tipos de Bombas.

Las bombas instaladas en la estación para la extracción del agua fueron de pozo profundo del tipo eyector de 1" x $\frac{1}{4}$ " operadas a una presión de 5 kg/cm², el nivel de succión se mencionó en la Fig. 2.

C.5 Generalidades y control de los Pozos.

- El bombeo de todos los pozos comprendidos en cada una de las etapas se inició siempre 8 días antes de empezar la excavación.
- En el área de acceso y vestíbulo, el bombeo se suspendió al terminarse de colar la losa de piso de éstos.

- La longitud de bombeo fué de 20m medidos a partir del frente donde se construía la losa de piso.
 - Proceso constructivo adecuado, acorde con el proyecto.
 - Periódica limpieza del pozo mediante el chiflonéo de agua limpia a presión.
 - Instalación de piezómetros abiertos, con objeto de medir el abatimiento que experimenta la presión del agua del sub-suelo antes, durante y después del abatimiento. se elaboran gráficas presión piezométrica-tiempo, obteniéndose dos lecturas diarias durante el bombeo; dos lecturas por semana después de terminado éste y una al día antes de iniciár.
 - La presión de operación de la bomba, generalmente se coloca una bomba por cada 12 ó 15 pozos, obteniendo lecturas de presión de la bomba diariamente, elaborando gráficas de presión de operación-tiempo, la presión de operación varía entre 2 y 4 kilos por cm² para este tipo de sistema de pozos.
 - Gasto extraído.- Elaboración de gráficas gasto-tiempo diariamente hasta la suspensión del bombeo.
 - Nivel Dinámico.-Elaboración de gráficas Nivel Dinámico-tiempo (profundidad del espejo de agua diariamente).
 - Tiempo de bombeo.- Un bombeo excesivo puede repercutir en movimientos desmedidos en la cimentación y predios vecinos, se recomienda que éste se suspenda en el momento que las descargas producidas por la excavación sean equilibradas por el peso de la cimentación.
- D) Pozos con sistema de vacío.- Se utiliza cuando la permeabilidad del suelo es muy baja, donde las fuerzas capilares evitan el flujo de agua en los huecos del suelo; este sistema es idéntico al anterior, pero sellando la parte superior con un material impermeable constituido por arcilla o bentonita; lo anterior crea una diferencia entre la presión atmosférica y la presión alrededor del pozo, incrementando el flujo de agua hacia el mismo.
- E) Electrosmosis.- Se utiliza en materiales limo-arcillosos, limo-arenosos, arcillas y materiales muy impermeables, debido a lo anterior se recurre a la aplicación de una corriente eléctrica que actúa como acelerador de flujo de agua, en este caso el pozo funciona como cátodo y una varilla hincada como ánodo; al aplicar la corriente eléctrica a los electrodos (- y +), el agua contenida en el suelo tiende a emigrar al polo negativo (cátodo) con mayor velocidad.

5.6 MÉTODOS PARA CONTROLAR Y DETECTAR LOS MOVIMIENTOS QUE SUFREN LAS CIMENTACIONES DE -- LAS CONSTRUCCIONES COLINDANTES Y LOS DE LA PROPIA OBRA.

1.- Bancos de Nivel en el fondo de la excavación.

Necesarios para medir las expansiones y/o asentamientos posteriores, se instalan antes de iniciar la excavación; para su instalación se excavan pozos de pequeño diámetro, hasta la profundidad de proyecto, colando en su punto inferior un tapón de concreto con una varilla, con este banco se elaboran gráficas movimiento-tiempo.

2.- Banco de Nivel Superficial.

Puntos de control localizados en lugares cercanos y superficiales a la cimentación, con objeto de conocer los movimientos de las zonas vecinas, se miden tomando como referencia un banco de nivel de cota prefijada alejado cuando menos 200m de la obra.

3.- Líneas de Colimación.

Necesarias para medir los desplazamientos horizontales y se colocan paralelas y superficiales a las fronteras de la excavación.

4.- Bancos de Nivel en columnas y losas de cimentación.

Los Bancos de Nivel Profundo se substituyen por bancos colocados en los muros o losas para continuar revisando los posibles movimientos.

5.7 PROCESO CONSTRUCTIVO.

Una vez realizadas las actividades antes mencionadas se inició la excavación con la secuencia indicada en los cortes correspondientes y en la Fig. 3, donde los números arábigos indican la secuencia de excavación de la primera etapa y los números romanos para la segunda etapa, las etapas marcadas con el mismo número se atacaron simultáneamente, asimismo fué fundamental colocar los puntales tan pronto la excavación descubrió los puntos de aplicación, la rigidez de la estructura proporcionada por los puntales impidió el desplazamiento del suelo en zonas próximas a los apoyos de los puntales; por otra parte, bajo el efecto del empuje, el ademe en las zonas inferiores gira hacia adentro de la excavación, de manera que la colocación de los -

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO 3^A ALTERNATIVA ETAPAS DE EXCAVACION

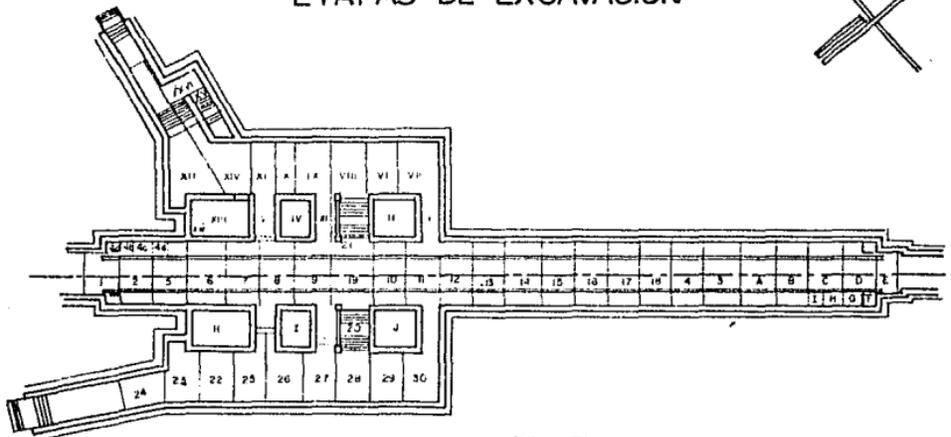


FIG. N° 3

METRO - LINEA 5	ESC. 1:750
ESTACION TERMINAL AEREA	
SUBTERRANEA	E.E.C.G.
NIVEL VESTIBULO	FIG. N° 3

3ª ALTERNATIVA DE APUNTALAMIENTO

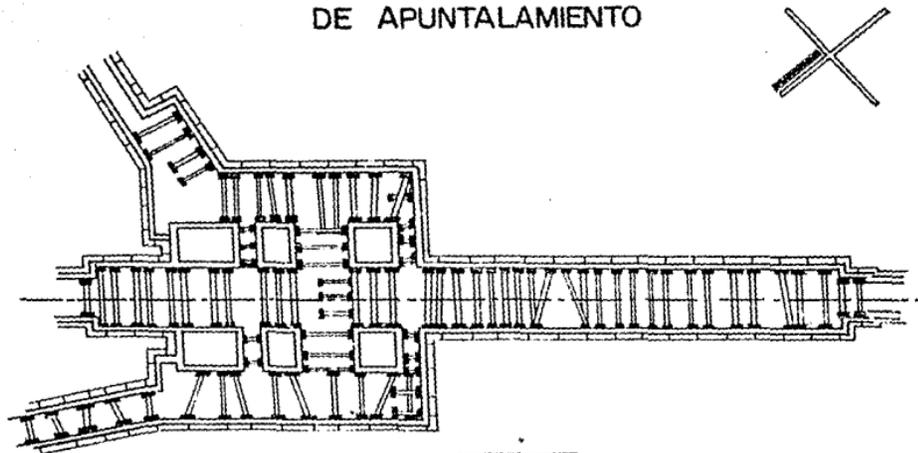


FIG. N° 4

METRO - LINEA 5	ESC. 1750
ESTACION TERMINAL AEREA.	
SUBTERRANEA	E.E.C.O.
NIVEL VESTIBULO	FIG. N° 4

puntales va precedida de un desplazamiento del suelo que es mayor si la excavación es más profunda.

Por lo anterior la carga que deben soportar los puntales no -- puede calcularse aplicando las teorías clásicas de empuje de -- tierras; puede calcularse considerando las reacciones de varias vigas independientes o calculando el muro como viga continua.

5.7.1 TABLA DE LONGITUDES DE EXCAVACION.

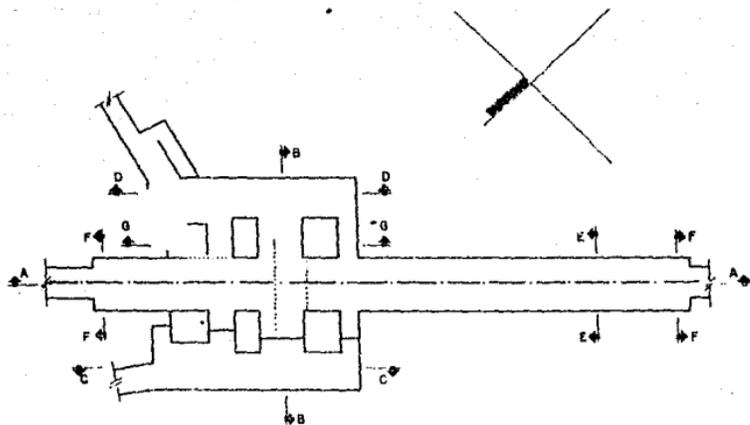
E T A P A	LONGITUD.
Zona Sur.	
10-18 A, B, C, D, E	7.0 m
F, G, H	3.0 m
I	3.80 m
Zona Norte	
1,2,5,7,8	7.0 m
6	8.40 m
4A, 4B, 4C	3.0 m
4D	3.80 m
9	7.65 m
Zona Oriente.	
XVI	11.60 m
XV	6.0 m
XIV	8.0 m
XI	5.0 m
X	3.80 m
IX, VIII	7.30 m
VI	6.70 m
VII	8.30 m
IV, III	11.90 m
I	11.0 m
V	8.80 m
Zona Poniente	
22, 23, 24, 25, 26	7.0 m

E T A P A	LONGITUD.
27, 28, 29, 30	7.0 m
20, 20'	10.30 m
21, 21'	9.30 m
H	13.0 m
I	6.0 m
J	8.5 m
12'	5.0 m
10	10.80 m
16	5.0 m

5.7.2

NOTAS GENERALES.

- 1.- El bombeo de cada etapa se suspendió al colarse la losa - de piso correspondiente, siempre y cuando no se tuviera - influencia sobre etapas de excavación posteriores.
- 2.- Ninguna etapa de excavación se podía dejar más de 48 ho - ras sin colar la losa de piso correspondiente.
 - a) No pueden transcurrir más de 4 horas del momento en que alcance la máxima profundidad de proyecto y el - colado de la plantilla.
 - b) No puede transcurrir más de 18 horas de la termina - ción del colado de la plantilla y el colado de la lo - sa de piso.
 - c) 24 horas después de colada la losa de piso se proce - de al armado, cimbrado y colado de los muros estruc - turales.
- 3.- Los taludes en el sentido de avance de la excavación, tu - vieron una inclinación 1:1 horizontal a vertical. Ver Fig. 5.A, Corte A-A
- 4.- Las etapas de los cárcamos se excavaron 24 horas después de haber colado la losa de piso de las etapas colindantes donde se ubica este colado y se realizó hasta .50cm antes del límite del área que ocupa el cárcamo; lo anterior con el objeto de dejar las preparaciones para ligar la losa - de piso de estas etapas con el muro estructural del cárc - amo.
- 5.- La excavación para el colado de las contratraves en la pa - sarela, se efectuó con paredes verticales y una vez alcan

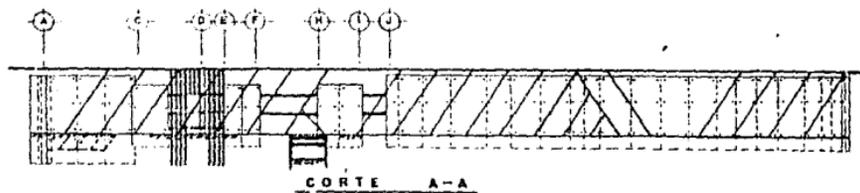
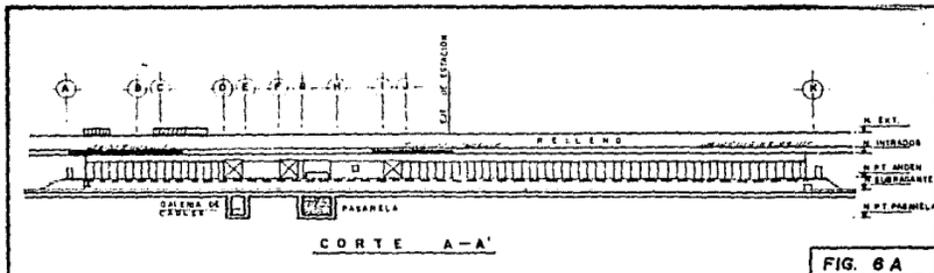


CROQUIS DE LOCALIZACION

SIN ESCALA

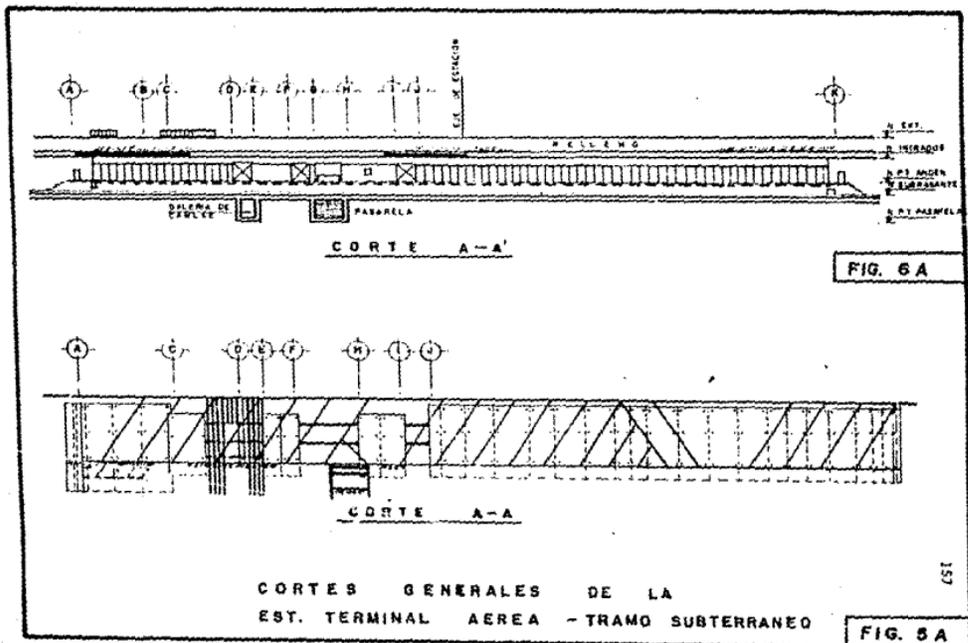
FIG. N° 5.5.5...5...5...5...

METRO LINEA B	ESC: ancladas
ESTACION TERMINAL AEREA	
SUBTERRANEA	E.E.C.G.
CROQUIS DE LOCALIZACION	



CORTES GENERALES DE LA
 EST. TERMINAL AEREA - TRAMO SUBTERRANEO

FIG. 6 A



zado el nivel de desplante se colaron las contratraves hasta ligarlas con la losa de piso de la zona de vestíbulo.

- 6.- Las zonas por donde pasa el colector Norte 33, Etapas XII y XIII, se excavaron a cielo abierto sin muros tablestaca. Fig. 5B, Corte B-B.

5.7.3. SECUENCIA DE ACTIVIDADES CONSTRUCTIVAS.

Z O N A	E T A P A
A) Area de Andén	1, 2, 5 a 9 Cabecera Nte. 3, 4, 10 a 18 Cabecera Sur Además las etapas A, B, C y D Cortes A-A, Fig. 5A y 6A
B) Cárcamo de Cabecera	4A ó F, I ó D Corte F, Fig. 5F
C) Area de Pasarelas	19, 19' - 20, 20' - 21, 21' Corte B, Fig. 5B
D) Area de Vestíbulos	22, 23, 25 a 30 Vestíbulo Poniente I, III, V, VI, a XIII, XIV a la XVI Vestíbulo Oriente. Cortes DD y CC, Fig. 5D, 5C y Fig. 6C
E) Area de Locales y cuartos Técnicos.	II, IV, XIII, H, I, J Corte G-G, Fig. 5G
F) Losa Superior y Firme de Compresión	Final.

5.7.3.A AREA DE ANDEN (CORTES A-A, Fig. 5A y 6A

Comprendió las Etapas 1, 2 y de la 5 a la 9, para la cabecera norte; para la cabecera sur, 3 y 4 y de la 10 a la 18, y las -- marcadas con A, B, C y D, la longitud de avance para cada una -- de las etapas son las que se muestran en la Tabla antes mencionada.

En el frente de ataque de la excavación se conservó un talud de avance de 1.25:1 horizontal vertical. La excavación se ejecutó desde el nivel de terreno natural hasta alcanzar el nivel de -- 30.7 colocando el primer nivel de puntales en la elevación 31.0

los puntales se colocaron por pares separados entre sí 1m centro a centro y simétricos con respecto a la junta.

Se continuó la excavación hasta el nivel 27.87 y se colocó el segundo nivel de puntales en el nivel 28.17, su colocación fué de igual manera que la indicada en el párrafo anterior. El tercer nivel de puntales se colocó hasta alcanzar la elevación 24.9 y colocados en el nivel 25.15; alcanzada la máxima profundidad de excavación se inició el colado de plantilla de concreto pobre de 20cm de espesor con aditivo acelerante de fraguado y dos horas después, se procede al armado y colado de la losa de fondo; 24 horas después de colada la losa de fondo en esta zona se procedió a retirar el tercero y segundo nivel de puntales. Inmediatamente después de retirado el segundo y tercer nivel de puntales se procedió al cimbrado, armado y colado de los muros interiores.

24 horas después de haberse colado la losa de techo, se quitó el primer nivel de puntales relleno los huecos dejados por éstos con concreto provisto de un aditivo estabilizador de volumen. Una vez que la losa superior alcanzó su resistencia de proyecto, se procedió a colocar el material de relleno.

En su gran mayoría la techumbre de la estación consistió en la colocación de tabletas prefabricadas y preesforzadas de 14.3m de longitud, 90cm de ancho y 50cm de peralte, sobre éstas se colocó un firme de compresión armado de 15 a 30cm de espesor para rigidizar totalmente la estructura. Finalmente se colocó el relleno de tepetate en capas de 30cm, hasta el nivel de sub-base. Como regla general, los puntales se colocaron simétricamente con respecto a la junta de construcción de los muros, excepto donde se indicó lo contrario. Durante la colocación de los puntales se les aplicó una precarga de 30 ton. y colocados tan pronto como la excavación descubrió los puntos de aplicación.

5.7.3.B

AREA DE CARCAMOS EN CABECERA.

En las cabeceras Norte y Sur donde se construyeron los cárcamos de bombeo de la estación, se dejó sin construir la losa de piso en un área de 6m x 15m, como se muestra en el Plano de Cortes A-A y F-F, de la Fig. 5. Antes de iniciar la excavación de los cárcamos de las cabeceras, se colocaron pares de puntales en zanja, apoyados en la losa de fondo del andén y en el muro tablestaca de la elevación 22.45, mostrado en los Cortes F-F de la Fig. 5.

La excavación de los cárcamos se inició cuando se terminó la construcción de las losas de andén que fueron las etapas colindantes y respetando el talud y longitudes que se indican en la Fig.3. Durante la excavación se mantuvo el bombeo de los pozos localizados en el área del cárcamo y los del andén.

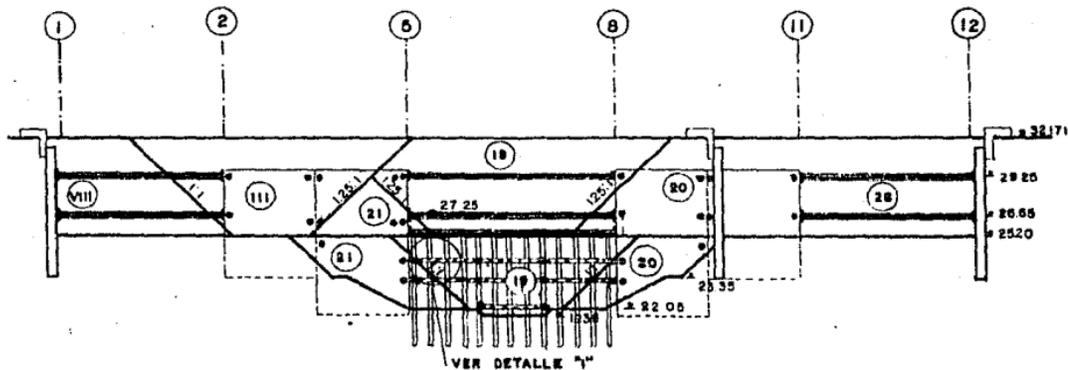


FIG. 5.8

CORTE B-B
 ESCALA: 1:2000

METRO-LINEA 5 ESO: anotadas
 ESTACION TERMINAL AEREA
 SUBTERRANEA E.E.C.G.
 CORTES GENERALES FIG. 5.8

El bombeo se suspendió hasta que se ligó la losa de andén con los muros estructurales del cárcamo.

5.7.3.C

ZONA DE PASARELAS.

Esta área comprende las Etapas 19, 19', 20, 20', 21 y 21', aquí no se coló muro tablestaca, debido a la interferencia del Colector Norte 33, se excavó hasta el nivel 23.60 y se hincaron viguetas IPR de 10" x 5 3/4", a cada 90cm y 43.2 kg de peso por vigueta, como se muestra en la Fig.6A. En la primera etapa, se inició la excavación desde el nivel 25.20 y conforme se avanzó se colocaron tablonos y largueros entre las biguetas. los largueros se colocaron a cada 75cm de profundidad, las vigas madrinas y los puntales se colocaron inmediatamente después de que la excavación descubrió los puntos de aplicación.

Se colocaron dos niveles de vigas madrinas en la disposición y elevación indicados en la Fig. 5, Corte B-B. En esta zona se construyó el cárcamo que capta las aportaciones de agua freática y mantenimiento de la misma. Ver Corte B-B Fig.6.

5.7.3.D

AREA DE VESTIBULOS.

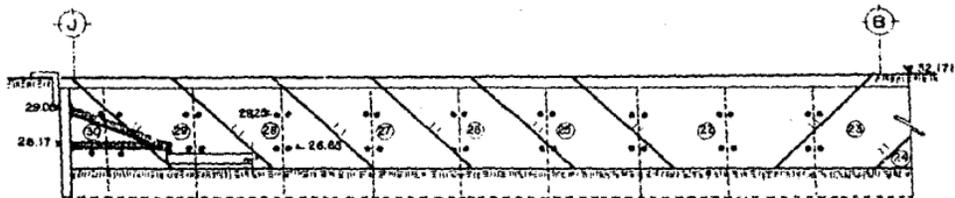
Esta zona comprendió las Etapas 22, 23, 25 a la 30, para el vestíbulo Poniente y I, III,V, VI a la XII, XIV, para el vestíbulo Oriente.

Se inició la excavación desde el terreno natural hasta alcanzar el nivel 28.95 colocando el primer nivel de puntales en la elevación 29.25; para colocar el segundo nivel, se excavó hasta la elevación 26.35 y se colocaron los puntales en el nivel 26.65 ó sea 2.6m abajo del primer nivel de puntales. Se continuó con la excavación hasta alcanzar la profundidad máxima de proyecto, colocándose inmediatamente la plantilla de concreto poble de 20cm de espesor con el aditivo acelerante de fraguado.

Dos horas después se inició el armado y colado de la losa de fondo; 24 horas después de colada la losa, se retira el segundo nivel de puntales; ejecutado este trabajo, se procedió al armado, cimbrado y colado de los muros de acompañamiento, dejando cajas donde los puntales interferían con los colados, al alcanzar los muros su resistencia de proyecto, se procedió al armado y colado de la losa superior.

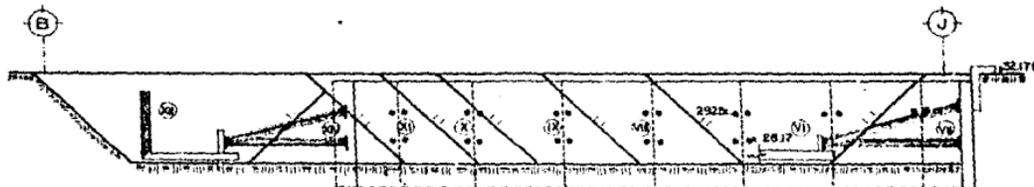
El primer nivel de puntales se retiró 24 horas después de colada la losa de techo, rellenando los huecos que dejaron los puntales con concreto con aditivo estabilizador de volúmen.

La Etapa XII fue muy importante ya que se excavó a cielo abierto sin muro milán o alguna estructura de contención por lo que



CORTE C-C
ESCALA 1/2500

FIG. 5.C



CORTE D-D
ESCALA 1/2500

FIG. 5.D

MFTRO-LINEA 3 ESC: anafadris
ESTACION TERMINAL AEREA
SUBTERRANEA E.E.C.G
CORTES GENERALES FIG. 5.C Y 5.D

se le dejó un talud auxiliar, Corte DD, del croquis N°50. Por lo que el muro estructural se coló con cimbra en ambos lados y alcanzada su máxima resistencia de proyecto se rellenó el espacio dejando entre el talud y el muro mencionado, el material de relleno fue del tipo areno-limoso (TEPETATE).

5.7.3.E AREA DE LOCALES Y CUARTOS TECHICOS

Esta parte comprendió las Etapas II, IV, XIII, H, I, J.

Se inició la excavación a partir del terreno natural hasta alcanzar la cota 28.95, colocando de inmediato el primer nivel de puntales en la cota 29.20 continuando la excavación hasta el nivel 26.35 y colocando el segundo nivel de puntales en la cota 26.65, colocados éstos se continuó la excavación hasta alcanzar el nivel de proyecto; procediendo de inmediato al colado de la plantilla de concreto pobre de 20cm de espesor con el aditivo acelerante de fraguado, dos horas después se inició el armado y colado de la losa de fondo, como he mencionado, después de colada la plantilla no pueden transcurrir más de 48 horas sin que se cuele la losa de fondo y 24 horas después de colada esta losa, se retiró el segundo nivel de puntales, procediendo de inmediato al armado, cimbrado y colado de la losa de techo; 24 horas después se retiraron los puntales del primer nivel. Fig. N°6 corte C-C y Fig. N°5 corte G-G.

5.7.3.F LOSA SUPERIOR.

Terminados los muros estructurales de cada una de las etapas y zonas descritas, se procedió a colar la losa superior en base a los planos estructurales correspondientes, dejando previamente colocadas las ducterías para las instalaciones hidráulicas y sanitarias o eléctricas solicitadas.

En cada frente se colocaron las tabletas prefabricadas y preesforzadas de 13.5m de longitud, 95cm de ancho y 55cm de peralte; sobre las tabletas se preparó el armado para colar el firme de compresión con el que se rigidizó totalmente el cajón.

Alcanzada la resistencia de proyecto de estos elementos se procedió a rellenar el espacio comprendido entre el extrados del cajón y la razante de vialidad, para lo cual se utilizó material areno limoso (tepetate) con un peso volumétrico húmedo de 1.3 ton/m³; el cual deberá de cumplir con las normas de calidad correspondientes, se colocó en capas de no más de 30cm y compactado al 95% de su peso volumétrico seco (prueba Proctor Estándar), la presión ejercida sobre el techo no debió exceder a 3 ton/m² considerando el peso del equipo y material.

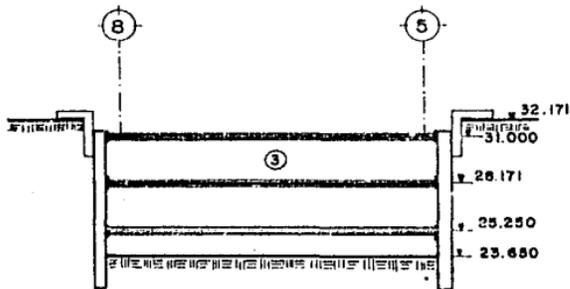


FIG. 3.E

CORTE E-E
 ESCALA: 1:2000

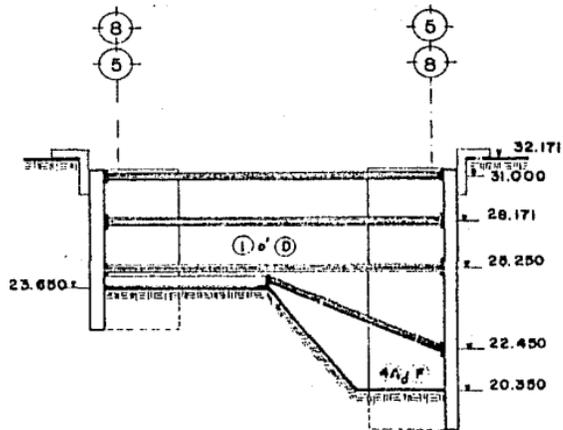
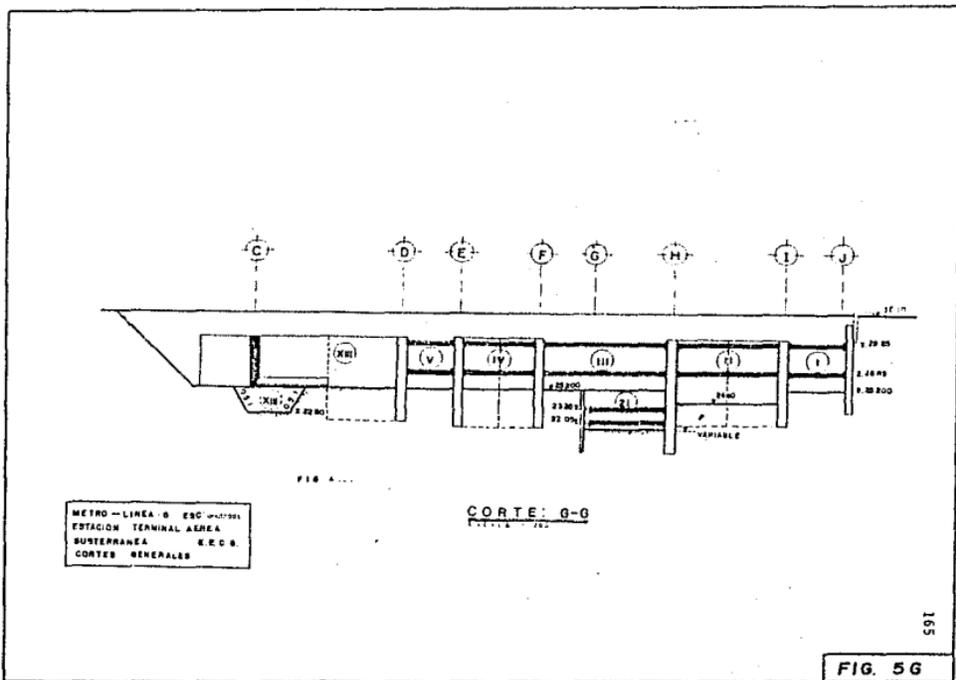
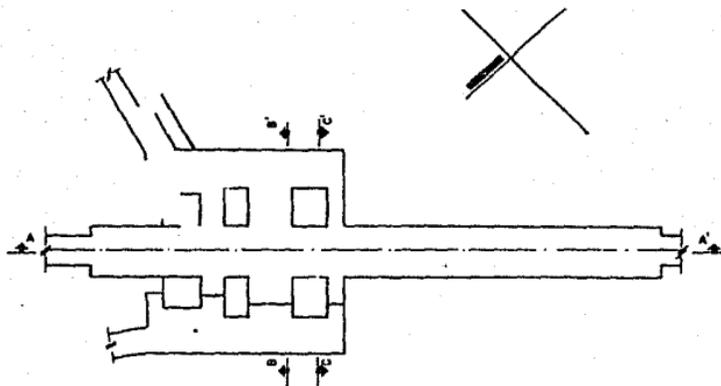


FIG. 5.F

CORTE F-F
 ESCALA: 1:2000

METRO-LINEA-5 ESCONDOIDAS
 ESTACION TERMINAL AEREA
 SUBTERRANEA E.E.C.O.
 CORTES GENERALES

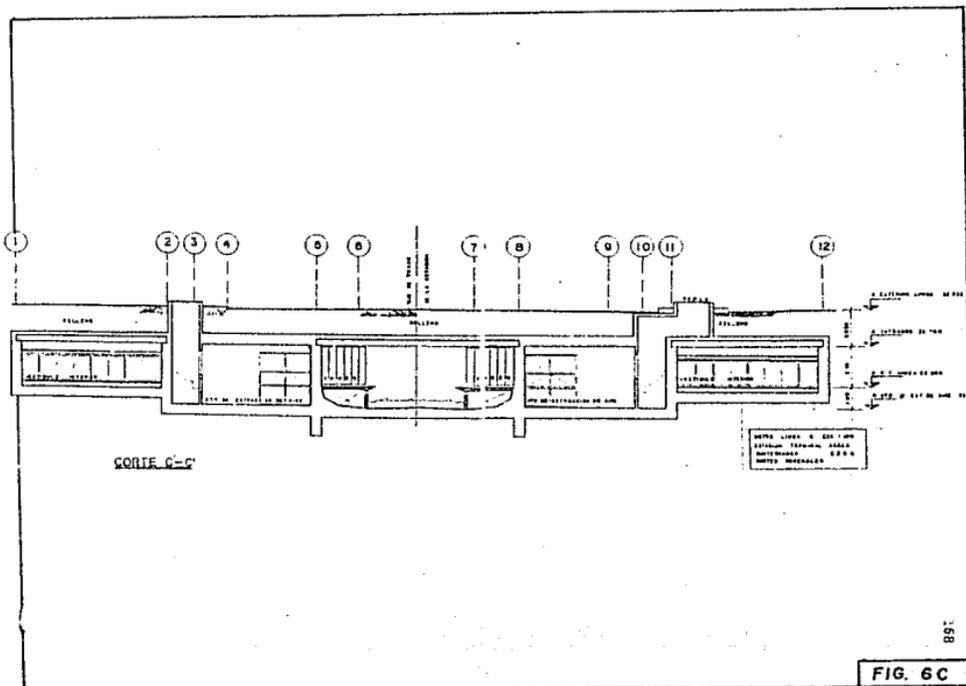




CROQUIS DE LOCALIZACION

FIG. 6

METRO-LINEA 0	ESQ: via
ESTACION TERMINAL AEREA	
SUBTERREA	E.E.O.O.
CROQUIS DE LOCALIZACION	



CONCLUSIONES.

Una vez expuesto el procedimiento constructivo del Entronque Aeropuerto, se pueden resaltar a manera de conclusión - algunos aspectos importantes.

La construcción de esta obra, pone de manifiesto el interés de las autoridades para dar solución a los problemas, no únicamente a los señalados en el renglón de comunicación sino - que también coadyuvan a la generación de empleos, necesidad - - obligada por el constante crecimiento demográfico, durante el - proceso de la obra, se requirió de una permanente mano de obra calificada necesaria para garantizar la calidad solicitada y -- cumplir con las especificaciones complementarias del proyecto. - Para la realización de los trabajos de la Línea 5 del Metro in- cluído el Entronque Aeropuerto, se requirieron aróximadamente - 6500 personas entre Especialistas y Obreros; desde el punto de vista técnico durante la construcción de los puentes y la esta- ción, se presentaron diversos problemas que gracias a la capaci- dad de los Ingenieros fué posible darles solución inmediata y - algunos otros se continuan estudiando a fin de obtener resulta- dos e implementar sistemas y herramientas que permitan en el fu- turo construir estructuras más económicas y eficientes. Por - - ejemplo, se podría mencionar de manera somera la unión de varil- llas por extrusión que técnicamente y de acuerdo a las pruebas realizadas son aceptables, pero aún continuan las pruebas para garantizar su utilización. En estudios realizados acerca del -- comportamiento de la fatiga de concretos fabricados con agregados del Distrito Federal, éstos han demostrado diferencias en - sus características mecánicas con respecto a los elaborados en otros lugares o de cualquier estado de la República Mexicana, -

lo que es ocasionado por el tipo de materiales pétreos procedentes de los bancos de materiales cercanos al D.F., y con características físicas (peso específico, absorción y el contenido de polvos) que difieren a los especificados en las Normas - Técnicas; por tal motivo, todas las obras de carácter público se deberán diseñar con concretos previamente estudiados, aplicando los valores del módulo de elasticidad relativos al tipo de agregados que se utilice (gravas y arenas andesíticas, basálticas, ligeros, etc.) con lo cual obtendríamos concretos -- con la calidad esperada; respecto al sistema de postensado que se utilizó y después de observar los demás tipos de presfuerzo, la técnica STRONG-HOLD presentó las mejores condiciones de operación y versatilidad en su aplicación, por lo que es recomendable su uso en este tipo de estructuras; por otra parte, deben incrementarse los estudios para aplicar las nuevas técnicas de eliminación de brocales, construcción de cajón con muros prefabricados, estabilización de taludes con anclas, sustitución de lodo bentonítico por agua, etc.; lo antes descrito demuestra -- que la participación de la Ingeniería Civil es predominante en este tipo de obras, donde intervienen los rubros de planeación, diseño, construcción, mantenimiento y operación misma de la -- obra.

Durante el proceso de la obra, el Constructor asignado demostró una gran experiencia a pesar del sinnúmero de problemas que esta ciudad induce, debiendo tomar en cuenta, que -- lo más significativo en todo momento era la seguridad de los -- trabajadores, áreas peatonales, construcciones aledañas y zonas viales.

La construcción del Entronque Aeropuerto, brindará al público usuario nacional e internacional un acceso o salida -- más expedita, ya sea a través del Transporte Colectivo o por -- medio de vehículos particulares, creandose además con este con -- junto, un entorno más agradable y digno de la población, indu-

ciendo una buena impresión a los turistas que lleguen o salgan del país, de tal forma es indudable que estas obras contribuyen al engrandecimiento de la ingeniería civil por la implementación de nuevas técnicas y experiencias logradas. Sin caer en los extremos, es importante mencionar que estos logros distan mucho de la solución al problema del transporte en la ciudad, únicamente se aportan soluciones superficiales, debido a que el transporte requiere de un esquema de planeación con mejores bases de sustento, desde el punto de vista técnico y de participación común, aplicando nuevas técnicas y procedimientos con el fin de agilizar y economizar sin disminuir la seguridad y calidad del servicio.

El haber estado en estrecha relación con los problemas que se generaron en el transcurso de la obra, me fué infundiendo una serie de conocimientos mismos que ahora se traducen en experiencia; finalmente, debo indicar que mi actividad en la elaboración de este trabajo escrito, consistió en la investigación de los procesos constructivos y recopilación de datos técnicos auxiliares en la construcción de puentes, lo que dignifica mucho de ser una investigación enfocada al diseño y análisis estructural, pero que a fin de cuentas representa una experiencia trascendental que me apoyará en la toma de decisiones de mi vida profesional.

BIBLIOGRAFIA.

- PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE PUENTES.
Ing. Ricardo Lasso Herrera.
- XVI CONGRESO DE INGENIERIA CIVIL.
Ponencias Maestras.
(Ingeniería Urbana y Sistema Integral del Transporte)
- SERIES 100 KILOMETROS DE METRO COVITUR.
Informes Técnicos del 1 al 7.
- PUENTES DE HORMIGON ARMADO.
Ing. Fernández Casado.
- ESTRUCTURAS PARA PUENTES Y PROYECTOS TIPO S.O.P.
- PRINCIPIOS DE GEOLOGIA Y GEOTECNIA PARA INGENIEROS.
(3a. Edición) PUENTES Y FIRMES.
D. P. Krynnine.
- LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES.
Ing. Alfonso Rico Rodriguez e Ing. Hermilo del Castillo.
- COHESION DE LA ARCILLA EN EL VALLE DE MEXICO.
Ing. Juan J. Schmiter.
- CURSO VICTOR HARDY 87 (AMITOS)
Dirección de Obra.
- DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES.
Difusión de Educación Continúa. Fac. de Ingeniería.
- ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCION DE METRO SUBTERRANEO
I. S. T. M. E.
- OBRAS PARA EL PUEBLO.
Publicaciones Técnicas COVITUR.