

5
29



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"

PROYECTO ESTRUCTURAL Y CONSTRUCCION
DE LA PLATAFORMA DE OPERACIONES DEL
NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL
DE LA CIUDAD DE MEXICO



TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JORGE LUIS BARRIOS ALVAREZ



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVANZA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"
COORDINACION DEL PROGRAMA DE INGENIERIA

CI/189/1987.

SR. JORGE LUIS BARRIOS ALVAREZ
Alumno de la carrera de Ingeniería Civil.
P r e s e n t e.

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 26 de febrero de 1987, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: "Proyecto Estructural y Construcción de la Plataforma de Operaciones del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México", el cual se desarrollará como sigue:

- Introducción.
- I.- Antecedentes.
- II.- Proyecto Estructural del Pavimento.
- III.- Procedimiento Constructivo.
- IV.- Costos.
- Conclusiones.

Asimismo fue designado como Asesor de Tesis el señor Ing. Fernando Rivas Olivera, profesor de esta Escuela.

Ruego a usted tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

A t e n t a m e n t e,
"POR MI RAZA HABLARA DE ESPIRITU"
Acatlán, Edo. de Méx., a 15 de octubre de 1987.

ING. HERMENEGILDO ARGOS SERRANO
Coordinador del Programa de
Ingeniería.

I N D I C E

	INTRODUCCION	1
I	ANTECEDENTES	3
I.1	Justificación de la Plataforma	4
I.2	Estudios Geotécnicos	19
II	PROYECTO ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO	41
II.1	Datos Básicos	42
II.2	Diseño de Espesores	47
II.3	Propiedades del Concreto	79
III	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	85
III.1	Pavimento y Juntas	113
III.2	Sub-base	122
III.3	Sub-rasante	127
III.4	Plantilla	129
III.5	Control de Calidad	130
IV	COSTOS	143
IV.1	Precios Unitarios de Conceptos Básicos	144
	CONCLUSIONES	204
	BIBLIOGRAFIA	207

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

En la época actual, las vías de comunicación cumplen una importante función, uniendo de manera cada vez más rápida, segura y eficiente los núcleos de población, los centros de producción con los centros de consumo y permitiendo al hombre transportarse y transportar sus ideas y objetos.

A medida que los pueblos se desarrollan, requieren mejores vías de comunicación para poder realizar sus actividades socioeconómicas, toca a la Ingeniería aportar los elementos necesarios para proporcionar la infraestructura de la red nacional de vías de comunicación, utilizando para ello las técnicas más modernas y realizando las obras adecuadas a las necesidades exigidas por el adelanto y para el desarrollo de nuestro país.

En la actualidad la Ciudad de Mexico, debido al crecimiento imprevisto que a tenido, requiere de mayores instalaciones aeroportuarias que puedan satisfacer la demanda de los usuarios.

Entre las vías de comunicación tenemos los aeropuertos, integrados por distintos elementos, siendo uno de ellos la Plataforma de Operaciones que es la zona del aeropuerto donde se detienen las aeronaves con el objeto de realizar las maniobras de carga y descarga, aprovisionamientos y mantenimiento, y subida y bajada de pasajeros, en su construcción intervienen distintos -

factores que deben adaptarse a las necesidades y condiciones del país.

En virtud de las circunstancias expuestas y tratando de contribuir a la solución de este problema, he tratado de realizar mi mejor esfuerzo, con la finalidad de reunir los antecedentes necesarios para construir una Plataforma de Operaciones, con la característica de estar en una zona cuyo tipo de suelo es una arcilla altamente compresible, mostrando la solución considerada como más adecuada para la operación del aeropuerto; y de este modo mostrar a los que de una u otra forma se dedican o tienen relación con este tipo de actividades, la manera de reunir, agrupar y manejar la información necesaria para lograr mejores proyectos.

CAPITULO I

ANTECEDENTES

J U S T I F I C A C I O N D E L A P L A T A F O R M A .

En el año 1921 el Aeropuerto de la Ciudad de México se encontraba localizado en los "Llanos de Balbuena", en un sitio - muy cercano y colindante al lugar que ocupa en la actualidad.

En la década de los años treinta, se manifestó la necesidad de contar con un nuevo aeropuerto, con pistas de longitud suficiente para aceptar las operaciones de aterrizaje y despegue de los aviones más grandes de esa época, por lo que se decidió - la construcción de las nuevas pistas, prácticamente en los terrenos que ocupan en la actualidad. Los proyectos y procedimientos constructivos debieron ser los más adecuados para ese momento, y aunque soportaban sin problema las operaciones de los aviones - existentes, los pavimentos empezaron a presentar deficiencias en su comportamiento.

A medida que las aeronaves fueron aumentando en tamaño y peso, y la desecación del lago provocó consolidaciones y disminución del volumen en los materiales arcillosos, las pistas empezaron a sufrir asentamientos que se corrigieron mediante renovaciones periódicas de carpetas asfálticas. Así se procedió - desde entonces en los tramos de las pistas construidos originalmente, al grado que en la actualidad el espesor de dichos pavimentos es aproximadamente de 2.50 m.. Por consecuencia el peso - propio del pavimento ocasionado que se incrementen los hundi-

mientos provocando renivelaciones más continuas. Sin embargo este proceso de renivelaciones ya es inoperante puesto que existe el riesgo de un colapso de los pavimentos con deformaciones diferenciales muy fuertes en lapsos muy cortos, con la consecuente inutilización definitiva de las pistas.

Por otro lado, el crecimiento de la demanda a través de los años de servicio, a provocado que el actual Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México se fuera saturando en sus diversas instalaciones, con la consecuente necesidad de ampliarlas paulatinamente para responder a la misma. Dichas ampliaciones correspondieron, en su mayoría, a soluciones inmediatas de problemas específicos, sin la visión de un desarrollo general y ordenado, ocasionando que cada elemento en particular presentara un horizonte distinto en su planeación, estableciéndose de esta manera un desbalance general del aeropuerto. Además dichos elementos ofrecen muy pocas posibilidades de crecimiento por la falta de espacio dentro de los límites actuales, produciéndose una saturación total en pocos años debido al crecimiento de la demanda.

El continuo hundimiento de los pavimentos de las pistas, así como sus sistemas de conservación inoperantes, la posibilidad latente de un colapso, el crecimiento de la demanda, la irregularidad en el desarrollo de las instalaciones del aeropuerto y la imposibilidad de continuar con este crecimiento desordenado dentro de los límites del aeropuerto y los inminentes pro-

blemas que ocasionará la saturación de los elementos, hacen urgente la necesidad de dar una solución integral a largo plazo.

DESCRIPCION DE LAS INSTALACIONES ACTUALES.

Una breve descripción de los elementos que constituyen actualmente al aeropuerto, los que ocupan una superficie de 750 Ha. y que al paso de los años han sido rodeadas casi totalmente por el crecimiento de la mancha urbana, ver figura N^o 1.1.

El aeropuerto actualmente está constituido por los siguientes elementos:

Zona de Operaciones.

Dos pistas con orientación Suroeste-Noreste (05-23), - la principal con una longitud de 3,900 m. y la otra de 3,845 m., ambas con 45.00 m. de ancho y separadas entre sí por una distancia entre ejes de 300 m., su superficie de rodamiento está constituida por un pavimento asfáltico. Aclarando que existía en operación una pista transversal Noroeste-Sureste (13-31), que a sido cancelada.

Referente a rodajes, se tiene en total 17.20 km., entre los cuales se encuentran tres paralelos a las pistas y nueve para salir a ellas, tres de estos últimos son salidas de alta velocidad a la pista principal.

La plataforma para la aviación comercial, tiene capacidad para 40 posiciones simultáneas de aeronaves, 20 de ellas con

acceso directo al edificio terminal, y las otras 20 en plataforma remota, distribuidas al Norte y al Sur de la terminal. La superficie total con que se cuenta en plataformas para aviación comercial es de 347,000.00 m² con pavimento de concreto asfáltico.

Referente a la aviación general, el aeropuerto cuenta con una plataforma de 100,000.00 m² con pavimento de concreto asfáltico y capacidad para más de 150 avionetas.

En lo que se refiere a los dispositivos de ayudas visuales cuenta con: sistemas AVASIS, REIL, iluminación de alta intensidad de pistas y calles de rodaje, faro giratorio, cono de viento y luces de aproximación en ambas cabeceras de la pista principal y sistema corto en la 05-D.

Las radioayudas con que cuenta el aeropuerto son, un VOR/DME, sistema ILS de categoría I para la pista principal, radar ASR y varios marcadores. Así mismo se tienen dentro del aeropuerto las instalaciones correspondientes al principal centro de control de tránsito aéreo del país.

Zona Terminal de Pasajeros.

El edificio terminal de pasajeros se localiza al Suroeste de los terrenos del aeropuerto y cuenta con una superficie construida de 69,000 m² en la que se encuentran localizadas todas las compañías operadoras tanto nacionales como extranjeras.

En este edificio se realizan los controles de llegada y salida de pasajeros, y se dispone de salas de embarque con 19

pasillos o puentes telescópicos, que permiten el paso directo de los pasajeros a los aviones.

Los estacionamientos para automóviles cuentan con 4,730 cajones, siendo la mayoría de superficie y solo un edificio de niveles que tiene capacidad para 1,900 vehículos. En estos estacionamientos están incluidos los lugares asignados a las compañías arrendadoras de autos y no están tomados en cuenta los estacionamientos para empleados de las distintas compañías y dependencias que laboran en el aeropuerto.

Zona Terminal de Pasajeros de la Aviación General.

Esta zona se localiza al Sur del aeropuerto y cuenta con un edificio terminal de 1,350 m², y un estacionamiento de superficie con capacidad para 100 vehículos en una área de 3,100 m², además cuenta con una superficie de 38 Ha. que ocupan los hangares de diferentes dependencias oficiales y compañías privadas.

Zona de Carga.

En la parte central del aeropuerto y al Oeste del mismo se localiza la zona de carga internacional y esta distribuida en una superficie de 11 Ha. Las bodegas para la carga nacional cuentan con una superficie aproximada de una hectárea y las bodegas para los agentes aduanales con otra más.

Servicio de Apoyo.

La torre de control tiene 33.00 m. de altura al nivel de operación y cuenta con un edificio anexo de 880.00 m² para alojar subestaciones, así como un laboratorio y oficinas.

La zona de abastecimiento de combustibles se localiza al Noroeste del aeropuerto en una superficie de 8.20 Ha., la cual cuenta con 6 tanques de turbosina con una capacidad de 12'000,000 de litros en total, 4 tanques de gas-avión con capacidad de 400,000 litros en total y un tanque para almacenamiento de lubricantes, además existe una isleta de servicio en aviación general con su tanque de diario para gas-avión y una red de distribución de turbosina en las plataformas de operación de la aviación comercial para el suministro a los aviones por medio de hidrantes.

Se cuenta también con una zona para la preparación de alimentos, otra para mantenimiento del aeropuerto con una superficie de 12.00 Ha. y una tercera con un centro postal mecanizado construido en 6,300 m². El cuerpo de rescate y extinción de incendios (CREI), cuenta con una superficie de 1.70 Ha., el cual está constituido por un edificio de 1,550 m², en el cual se encuentran los talleres, cobertizo, oficinas, dormitorios, comedor, biblioteca, una área de maniobras y un estacionamiento para empleados.

Zona de Mantenimiento.

Las dos compañías nacionales cuentan con instalaciones

para el mantenimiento de sus aeronaves, Mexicana de Aviación - cuenta con una superficie de 20.00 Ha. y Aeroméxico con una de - 8.00 Ha..

Otras Instalaciones.

En el aeropuerto se localiza también la zona presidencial con una superficie de 17.00 Ha. y una zona para la Fuerza - Aérea Mexicana con una superficie de 14.50 Ha..

Vialidad.

La vialidad de acceso con que cuenta el aeropuerto es el circuito interior, en su tramo Boulevard Puerto Aéreo. Está - vía dispone de 10 carriles en ambos sentidos, 4 de éstos son de baja velocidad. Para el acceso inmediato existen dos pasos a des^{de} nivel, que facilitan el acceso desde el Norte por el circuito in^{te}rior y la salida hacia el Sur del aeropuerto. La vialidad inte^{ri}or está constituida por una vía de anchura variable que pasa - enfrente del edificio terminal y que comunica este elemento con las zonas de carga, mantenimiento y de combustibles, así como - con las oficinas de diferentes compañías y del organismo operador del aeropuerto, ASA (Aeropuertos y Servicios Auxiliares).

"DIAGNOSTICO DE LA CAPACIDAD DE LAS INSTALACIONES DEL AICM."

El sistema de pistas y rodajes del aeropuerto ofrece - una capacidad de 60 operaciones por hora, y según el estudio de

demanda, este número se alcanzará en el año 1987, sin embargo es importante considerar que cada pista necesita un período de mantenimiento promedio de 60 días al año, lo que provoca que durante este tiempo la capacidad del aeropuerto se vea reducida a 45 operaciones por hora únicamente, motivando esta situación estados de saturación.

La única solución para incrementar la capacidad de operación en el mediano plazo, sería la construcción de una nueva pista paralela y localizada a suficiente distancia de las actuales, que permitirá la operación simultánea de las aeronaves, lo que no es posible conseguir por falta de terrenos del actual aeropuerto.

El edificio terminal, que en la actualidad cuenta con una superficie de 69,000 m², se encuentra saturado. Tomando en cuenta el número de pasajeros que se tienen en las horas críticas frecuentes, se requiere una superficie aproximadamente de 105,000 m². Esta saturación se agrava debido a que no existe un equilibrio entre las capacidades de los principales elementos del edificio terminal, ya que mientras unos cuentan con áreas excedentes, otros padecen grandes aglomeraciones.

La posibilidad de dar solución a este estado de saturación, haciendo ampliaciones, resulta muy dudosa tanto por el desequilibrio existente, como por el sacrificio que sería necesario realizar en las áreas de estacionamientos de automóviles, que de por sí son insuficientes en la actualidad.

Existe sin embargo la posibilidad, de construir un edificio anexo cuyo crecimiento será limitado por la misma razón de carencia de espacios libres.

Por otra parte, los estacionamientos de automóviles - cuentan con una capacidad para 4,730 vehículos, es decir actualmente se encuentran saturados. Sin embargo la deficiente distribución de éstos dentro del área terminal, por razón natural de - falta de espacio, provoca saturaciones en los que se encuentran próximos al edificio terminal. Se daría solución a la demanda de lugares de estacionamiento construyendo un edificio de varios - niveles aunque a un elevado costo.

La plataforma de operaciones de aviones comerciales, - que actualmente cuenta con capacidad de 40 posiciones simultáneas, es capaz de aceptar la demanda esperada para el año 1987, + sin embargo debido a la larga permanencia de aeronaves que pernoctan en la misma y de la carga internacional en el aeropuerto, se registran estados de saturación, sobre todo en horas tempranas. La única posibilidad de ampliación de ésta es hacia el Noroeste, sacrificando las instalaciones del centro postal mecanizado, del CREI, de una bodega de Eastern Airlines y del Taller - de salas móviles.

El análisis de la capacidad de los diversos elementos del aeropuerto muestra que las zonas de carga nacional e internacional son capaces de manejar 165,000 ton. anualmente, siendo en la actualidad superior la demanda, produciéndose un estado com-

Es por esto que se juzga necesaria la construcción de nuevas instalaciones, con la finalidad de poder satisfacer la demanda que se presentará en el mediano y largo plazo.

"SOLUCION ELEGIDA PARA EL NUEVO AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE MEXICO"

Hace aproximadamente dos décadas, se vio la necesidad de contar con un nuevo aeropuerto para la Ciudad de México, cuyas instalaciones pudieran satisfacer a la demanda esperada en el largo plazo. Además se conocía la limitada posibilidad de expansión de las actuales instalaciones y de que la Ciudad de México había llegado a los linderos del aeropuerto, amenazando con estrangular su crecimiento, como a sucedido.

Por tal motivo se procedió a estudiar la solución más conveniente al problema aeroportuario de la Ciudad de México. Se propusieron varias opciones como la de construir un aeropuerto en Zumpango, sin embargo por diversos motivos, económicos y políticos no se consideró conveniente. También se consideró la opción de utilizar el aeropuerto de Toluca conjuntamente con el actual aeropuerto, sin embargo por diversos problemas, como estar situado físicamente a una distancia muy grande acarrearía una nueva problemática, no se identificaría psicológicamente con la Ciudad de México y considerando que operaría simultáneamente con las actuales instalaciones del aeropuerto de la Ciudad de México se crearía un descontrol para los pasajeros que hacen uso de las distintas rutas, por tales motivos se desechó.

pleto de saturación.

Los mismos análisis indican que es necesario construir una nueva base de mantenimiento para Aeroméxico, que en la actualidad cuenta con instalaciones en una superficie de 8.00 Ha., requiriendo para el mantenimiento de su flota una superficie de 20.00 Ha..

Por su parte la vialidad de acceso se encuentra en el límite de su capacidad, los 10 carriles con que cuenta el Boulevard Puerto Aéreo dan servicio a la ciudad y al propio aeropuerto, se han hecho estudios en conjunto con las autoridades del D.D.F., arrojando como resultado que esta vía se verá saturada en el año 1987. Se pueden realizar algunas adaptaciones para aceptar la demanda que se presentará en ese corto plazo. Otras ampliaciones para un horizonte mayor, no son factibles si se mantiene un esquema de acceso similar al actual, requiriéndose en este caso el auxilio de otras vías.

Resumiendo, se puede decir que el análisis de esta información a determinado que los principales elementos del aeropuerto se encontrarán saturados. El área de operaciones constituida por pistas y calles de rodaje, la plataforma para estacionamiento de aeronaves de itinerario, el edificio para pasajeros, los estacionamientos y la vialidad, se espera que presentarán problemas de mucha consideración a finales de 1988, si el incremento de la demanda continúa siendo conforme a lo previsto en el Plan Maestro del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.

Es por esto que se juzga necesaria la construcción de nuevas instalaciones, con la finalidad de poder satisfacer la demanda que se presentará en el mediano y largo plazo.

"SOLUCION ELEGIDA PARA EL NUEVO AEROPUERTO DE LA CIUDAD DE MEXICO"

Hace aproximadamente dos décadas, se vio la necesidad de contar con un nuevo aeropuerto para la Ciudad de México, cuyas instalaciones pudieran satisfacer a la demanda esperada en el largo plazo. Además se conocía la limitada posibilidad de expansión de las actuales instalaciones y de que la Ciudad de México había llegado a los linderos del aeropuerto, amenazando con estrangular su crecimiento, como a sucedido.

Por tal motivo se procedió a estudiar la solución más conveniente al problema aeroportuario de la Ciudad de México. Se propusieron varias opciones como la de construir un aeropuerto en Zumpango, sin embargo por diversos motivos, económicos y políticos no se consideró conveniente. También se consideró la opción de utilizar el aeropuerto de Toluca conjuntamente con el actual aeropuerto, sin embargo por diversos problemas, como estar situado físicamente a una distancia muy grande acarrearía una nueva problemática, no se identificaría psicológicamente con la Ciudad de México y considerando que operaría simultáneamente con las actuales instalaciones del aeropuerto de la Ciudad de México se crearía un descontrol para los pasajeros que hacen uso de las distintas rutas, por tales motivos se desecho.

En el año 1972 se creó el Plan Texcoco con fines de regeneración ecológica de la zona para proporcionar múltiples beneficios a la Ciudad de México, desde su creación dicho plan consideró algunos terrenos para una posible ampliación del aeropuerto.

Ante el mejoramiento de los terrenos y el depuramiento de nuevas técnicas de construcción, surgieron nuevas opciones de solución: Construir un nuevo aeropuerto en el centro del Ex-Vaso del Lago de Texcoco o ampliar el existente.

En lo que se refiere a construir en el centro del vaso del ex-lago de Texcoco, se realizaron numerosos estudios, concluyendo estos en que, aunque la solución técnica era buena, la posibilidad de llevarla a cabo se veía limitada por el monto de la inversión. Esta sería considerablemente mayor por el poco aprovechamiento de las instalaciones existentes, requiriéndose además de una infraestructura vial sumamente costosa y actualmente imposible de construir.

Como resultado de los estudios realizados y análisis más detallados, se advierte que ante condiciones similares en cuanto a aspectos técnico y costos, las ventajas corresponden a la alternativa de ampliar las instalaciones actuales, por razones de naturaleza social y de carácter urbano regional, se considera pertinente la ampliación del aeropuerto actual en una forma físicamente factible como la solución más adecuada, tanto para las primeras etapas, como para la satisfacción de la demanda final, por las siguientes razones:

- Se mantendrían indefinidamente los mismos recorridos terrestres.

- Se conservaría la actual ubicación del centro de trabajo de todo el personal aeroportuario.

- Se aprovecharían en gran medida las instalaciones actuales, asegurando el desarrollo progresivo de la ampliación de acuerdo con el incremento de la demanda de servicios.

- El proyecto armoniza con el que tiene en curso el Plan Texcoco, además de que el uso de los terrenos con fines aeroportuarios, evitarán la conurbación de esa zona.

- Reduce en cierta medida los riesgos derivados del descenso de aeronaves sobre áreas habitadas, al trasladarse las nuevas pistas a 6 km. aproximadamente dentro de los terrenos abiertos del Lago de Texcoco.

- Permite realizar las acciones de ampliación y modernización, sin generar gastos sociales con respecto a la situación actual, ni costos adicionales para los usuarios, en lo que se refiere a transporte terrestre, ni para el personal aeroportuario, para quienes el recorrido domicilio-trabajo permanecería sin cambio, tampoco afectaría los intereses desarrollados en torno al actual emplazamiento como hoteles, restaurantes, estacionamientos y otros servicios.

- Inscribe la solución del problema aeroportuario de la Ciudad de México en el marco de reordenamiento económico de la nación y de las condiciones de austeridad, puesto que no se tra-

ta de un proyecto espectacular de un nuevo aeropuerto que requeriría de nuevas y grandes infraestructuras.

- Mantiene la infraestructura y las operaciones aeroportuarias en el Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México en el marco de la eficiencia técnica más rigurosa.

Por estas razones se concluye en la conveniencia de resolver el problema aeroportuario de la Ciudad de México, mediante la ampliación de las instalaciones actuales.

Como resultado de la construcción del nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México resulta inherente la construcción de la Plataforma de Operaciones, ya que ésta es la zona del aeropuerto generalmente adyacente al edificio terminal donde las aeronaves se detienen para realizar las maniobras de ascenso y descenso de pasajeros, carga y descarga, abastecimiento de combustible, servicios y verificaciones menores.

El tamaño de la plataforma depende del número de posiciones de carga requerido y del tamaño y características de giro de los aviones ya que las aeronaves deben conservar una distancia de 10.50 m. entre cualquier punto de ellas y cualquier obstáculo fijo o móvil y con cualquiera de sus ruedas a más de 5.00 m. del borde de la plataforma, si dichas aeronaves se mueven con sus propios motores, si las aeronaves son movidas por vehículos tractores, la distancia de 10.50 m. puede reducirse a 5.00 m. como mínimo.

El número de espacios dependen también del tiempo que

los ocupen las aeronaves, este tiempo es mayor en los aeropuertos terminales que en los de paso.

En la mayoría de los casos, las aerolíneas prefieren el uso exclusivo de algunas posiciones de plataforma, debido al complejo equipo que se requiere para dar servicio a los aviones, esto trae como resultado un mayor número de posiciones de carga del que se requeriría si las posiciones fueran compartidas.

Para determinar las necesidades de área para plataforma, pueden explorarse diversos métodos para colocar los aviones. En fin el tamaño de las plataformas depende del número y tamaño de las aeronaves que debe alojar, una vez determinado el pronóstico del movimiento de aviones en horas críticas, las posiciones de los aviones se señalan por medio de círculos de diversos diámetros, que dependen de la envergadura, longitud y radio de viraje de las aeronaves que utilizarán el aeropuerto.

E S T U D I O S G E O T E C N I C O S .

Exploración de Campo y Ensayes de Laboratorio.

La zona donde se construirán las obras de la plataforma, pertenecen al ex-vaso del Lago de Texcoco, y corresponde al sitio seleccionado para la ampliación del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.

Por la naturaleza lacustre de los suelos, éstos presentan características esfuerzo-deformación muy peculiares que han sido objeto de estudios e investigaciones desde la década de los cincuenta, estudios de mecánica de suelos que se han efectuado para diversos objetivos, tal es el caso de la formación del Lago Nabor Carrillo y la construcción de drenes que en conjunto tienen como finalidad eliminar el riesgo de inundaciones a cierto sector de la Ciudad de México.

En los años 1980 a 1981 la Dirección General de Aeropuertos llevo a cabo estudios de mecánica de suelos para los proyectos de reubicación del Aeropuerto de la Ciudad de México, proyectos que se denominarón Texcoco y Ampliación, por está razón el programa de exploración de campo y ensayes de laboratorio se minimizó, dado que se cuenta con información relativamente reciente y en el área de interés.

El programa de exploración geotécnica que a continuación se describe, se diseño básicamente de acuerdo con los resul

tados que arrojó la recopilación de información geotécnica existente de la zona, de tal manera que los trabajos geotécnicos fuerán complementarios, verificativos y no repetitivos.

Con el propósito de conocer las características del subsuelo en el área donde se construirá la plataforma, se programaron y ejecutaron cuatro sondeos los cuales alcanzarán la profundidad de 60.00 m., cada uno, estos sondeos fueron realizados con máquina percurotatoria, con muestreo continuo. Al sondeo N° 1, se le intercaló la prueba de penetración estándar con la obtención de muestras inalteradas con tubo metálico de pared delgada de 4" de diámetro (10.1 cm.) tipo Shelby hincados a presión.

Las muestras alteradas obtenidas con el penetrómetro estándar y las inalteradas obtenidas con el tubo Shelby fueron sometidas a los ensayos de laboratorio, donde se determinaron sus propiedades índice y mecánicas, tanto en lo que corresponde a la compresibilidad como a la resistencia al esfuerzo cortante.

Los resultados de las pruebas de laboratorio se resumen en las tablas N° 1 a 4.

En la figura N° 1.1a se muestra la ubicación de los sondeos realizados.

A continuación se describe la secuencia estratigráfica y propiedades mecánicas del subsuelo, en base a los resultados de la exploración geotécnica que se realizó y únicamente cuando sea necesario se hará alusión a los resultados o propiedades determinadas en estudios precedentes.

Estratigrafía.

La secuencia estratigráfica y las propiedades mecánicas del subsuelo en el área de estudio, no difieren mucho de las típicas del Lago de Texcoco, aunque se pueden establecer diferencias en cuanto a espesor de las diferentes capas y magnitud de propiedades mecánicas.

De acuerdo con la información que se logró recopilar y los resultados de los sondeos realizados en el sitio de interés y de aquellos que se llevaron a cabo para otras obras como son los sondeos de la pista, calles de rodaje, bordo perimetral y plantas de bombeo, se confirmó el perfil estratigráfico que aparece en las figuras N° 1.2, 1.3, 1.4 y 1.5. En los párrafos siguientes se dará la descripción de la secuencia estratigráfica.

En términos generales el perfil estratigráfico que tiene el subsuelo del área estudiada, presenta las formaciones típicas del Lago de Texcoco: Manto Superficial, Formación Arcillosa Superior, Capa Dura, Formación Arcillosa Inferior y Depósitos Profundos, a continuación se describe cada una de las formaciones aludidas.

Manto Superficial (MS).

Dicho manto constituye la "costra" natural del suelo, formada por arcillas afectadas por la desecación, su espesor promedio en la zona de interés es de 1.50 m., siendo prácticamente inexistente en aquellas partes o áreas con inundación permanente

o que tiene encharcamientos de agua pluvial, la mayor parte del año.

La superficie del Manto Superficial por lo general se encuentra desprovista de vegetación y surcada por grietas o discontinuidades originadas por efecto de tensión en la masa de suelo en períodos de humedecimiento y secado, grietas que llegan a alcanzar profundidades de 6.00 m. o más.

La mayoría de las grietas están rellenas con material transportado por el viento, que se infiltra en las grietas llegando a obturarlas.

El contenido de agua del Manto Superficial oscila entre 10% y 100%, y las arcillas presentan un mayor contenido de limo, las características índice tal como el límite líquido y plástico varían en un amplio rango, correspondiendo el primero entre 42% y 155% y el segundo entre 24% y 60%.

Formación Arcillosa Superior (FAS).

Esta constituida por una secuencia de depósitos de origen volcánico lacustre, en la que aparecen arcillas y limos arcillosos de diferentes coloraciones, de muy alta compresibilidad, de consistencia blanda a muy blanda (CH), arcillas altamente plásticas y compresibles, que tienen un contenido de agua entre 100% y 500%, encontrándose valores superiores a 500% en las arcillas de la parte superior de la formación.

El espesor de la FAS crece de 18.00 m. en la zona del

Caracol a 40.00 m. en la zona del bordo Xochiaca, particularmente en el área de estudio tiene un espesor de 38.00 m. y una franca tendencia a disminuir el espesor hacia el Noreste. Como ya se hizo notar, el contenido de agua, así como los límites de Atterberg que presenta, tienen un amplio rango de variación, los cuales se indican gráficamente en las figuras N° 1.2 a 1.5, mismas que muestran los perfiles estratigráficos de los sondeos realizados. La variación de las propiedades índice se pueden atribuir a la composición química que tenía el agua en el momento de sedimentarse las cenizas volcánicas, así como a la alternancia de periodos secos y húmedos que ocurrieron en el momento de la deposición.

Como detalle estratigráfico distintivo que exhibe la FAS es la presencia de capas delgadas o lentes de arena volcánica interestratificadas en la parte más superficial entre las que destaca un lente de arena limosa negra suelta de escaso espesor, entre 0.30 y 1.20 m., localizado a una profundidad que oscila entre 8.00 y 10.00 metros.

Capa Dura (CD).

El estrato de desecación llamado "Capa Dura", en el sitio estudiado se encuentra a una profundidad comprendida entre 37.00 y 41.00 m., encontrándose a profundidades mayores por la cabecera de la pista en proyecto, es decir en la zona Suroeste del área de ampliación del nuevo Aeropuerto Internacional de la

Ciudad de México.

El espesor de la capa dura es del orden de 2.00 m. y está formada por un limo arenoso, verde olivo, (ML), y arenas ligeramente cementadas con limos.

La consistencia o compacidad de los materiales constituyentes de la capa dura es muy variable, dado que el número de golpes en la prueba de penetración estándar puede ser incluso nulo, o bien muy alto del orden de 50. En el sitio de la plataforma la capa dura tiene una alta compacidad ya que el número de golpes en promedio resulta ser de más de 50 golpes.

En general se puede decir que debido a su escaso espesor y baja compacidad que presenta la capa dura en la zona Suroeste del área de ampliación del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, su definición o detección resulta difícil.

Formación Arcillosa Inferior (FAI).

A semejanza de la Formación Arcillosa Superior, se trata de una serie de estratos delgados de arcilla de elevada plasticidad aunque con rangos plásticos menores a los de la FAS, puesto que se tiene un límite líquido comprendido entre 138% y 507% e índice Plástico entre 106% y 431%. Las arcillas de esta formación se encuentran interestratificadas con lentes y capas de arenas finas y vidrio volcánico, el espesor de la FAI en el área de plataforma en estudio es de 15.00 m. aproximadamente.

Depósitos Profundos (DP).

Están constituidos por limos compactos e intercalación de arcillas menos plásticas que las inferiores cuya resistencia a la penetración estándar resulta ser superior a 50 golpes.

Los depósitos profundos, también conocidos como segunda capa dura, representan un potente espesor de materiales aluvio-lacustres de mayor consistencia y menor compresibilidad que las capas superiores y alcanzan grandes profundidades por lo que estos materiales por su alta resistencia y baja compresibilidad tienen poca influencia en el comportamiento de las obras de referencia. Consecuentemente se considerarán de poca importancia desde el punto de vista geotécnico, para este caso ya que la cimentación es poco profunda.

Propiedades Índice y Mecánicas del Subsuelo.

En las tablas N° 1 a 4 se presenta un resumen con los resultados de pruebas de laboratorio realizadas en muestras representativas de las formaciones exploradas. De las propiedades índice que se determinarán en las formaciones constituyentes del subsuelo se puede decir que resalta la gran variación, por ejemplo, en el contenido de agua y límites de consistencia de la FAS, el contenido de agua es del orden de 250%, contenido que se reduce paulatinamente con la profundidad, alcanzando un valor promedio en la FAI de 200%. En los depósitos profundos el contenido de agua se reduce radicalmente hasta valores de 40%, caracterís-

tica que lo hace fácilmente identificable.

La variación de las propiedades índice del subsuelo se deben sin lugar a dudas a la cantidad o concentración de sales - del agua en el momento de la depositación de las cenizas volcánicas y por consecuencia de la que tiene el agua intersticial del subsuelo.

Con respecto a los valores de límite líquido se observa que el valor promedio para la FAS es de 300%, mientras que para la FAI es de 250%.

La resistencia al corte promedio deducida de ensayos - efectuados en muestras correspondientes a los primeros 10.00 m. de la FAS, resultó ser de 0.9 y 1.8 ton/m², en pruebas de compresión simple y triaxial respectivamente. Los promedios anteriores referidos a toda la FAS resultaron ser de 1.2 y 2.5 ton/m² en cada tipo de prueba.

De pruebas en probeta no confinadas, se pudo determinar por medio de un ciclo de Histéresis, el valor del módulo secante de deformación unitaria por expansión, que para la FAS tiene un valor promedio de 0.07 cm²/kg.

La resistencia al corte promedio de los depósitos que constituyen la FAI es de 2.3 ton/m² en prueba de compresión simple y 4.0 ton/m² en prueba triaxial tipo (UU). La relación entre la resistencia al corte determinada en prueba de compresión simple y triaxial no consolidada no drenada (UU), es de 2.0 y 1.7 - para las Formaciones Arcillosas Superior e Inferior respectiva-

mente.

En relación con las características de compresibilidad de las arcillas se puede decir que las pruebas de consolidación indican que se trata de una arcilla preconsolidada puesto que se tiene una relación de preconsolidación mayor que la unidad, es decir que la carga de preconsolidación resulta ser mayor a la presión vertical para un punto dado.

El fenómeno de preconsolidación de estas arcillas se a tratado de explicar como el efecto de una precompresión mecánica aparente donde la estructura del suelo desarrolla contactos firmes cuando a permanecido largo tiempo bajo efectos de su propio peso, fenómeno que tiene lugar principalmente en arcillas y limos arcillosos que contienen minerales activos. Otras causas que pudieran ser motivo de la preconsolidación son la consolidación secundaria y la acción de secado en una época geológica, o bien el peso propio del tirante de agua del Lago.

Independientemente de la explicación precisa del fenómeno de preconsolidación, resulta importante el hecho de tener un nivel de sobreconsolidación alto, dado que permitirá que las presiones que se induzcan al subsuelo sean menores que la de preconsolidación y se trabaje en el tramo de recompresión donde se tendrán asentamientos con ordenes de magnitud compatibles con las estructuras térreas por construir.

En términos generales el coeficiente de compresibilidad alcanza un valor máximo de $5 \text{ cm}^2/\text{kg}$ para un nivel de esfuer-

zos de 2 kg/cm^2 , esto para la FAS, en cambio el α_v máximo de la FAI es de $2 \text{ cm}^2/\text{kg}$ para un $\Delta p = 2 \text{ kg/cm}^2$.

Condiciones Hidráulicas en el Subsuelo.

La posición del nivel de aguas fráticas en la zona estudiada se localiza a 1.00 m. de profundidad de acuerdo a la información obtenida durante el período de observación, la profundidad del NAF tiene variaciones de acuerdo a los períodos de lluvias y estiaje, se estima de acuerdo a estudios realizados en el área anteriormente, que estas variaciones serán del orden de $\pm 50 \text{ cm.}$

En relación con la variación de los niveles piezométricos con la profundidad, se puede decir que en general la zona estudiada no a estado sujeta a pérdidas de presión de agua, dado que los niveles piezométricos en relación con la ley hidrostática son sensiblemente iguales, es decir que las variaciones son muy pequeñas hasta los primeros 40.00 m., a mayor profundidad se detecta en las presiones del agua un pequeño decremento del orden de 0.5 ton/m^2 , dichos datos se obtuvieron de la estación piezométrica ubicada a unos 200.00 m. de la plataforma, dicha información es congruente con la recabada en estudios precedentes y datos piezométricos publicados por la Comisión del Lago de Texcoco, para sitios cercanos al área de estudio. Asimismo se puede decir que únicamente se hacen notorios los abatimientos piezométricos provocados por la explotación de acuíferos para fines in-

dustriales (Sosa Texcoco), los cuales se localizan varios kilómetros al poniente del sitio donde se construirá la plataforma.

TABLA Nº 1

MUESTRA Nº	PROFUNDIDAD (m)	GRANULOMETRIA			LIMITE DE ATTERBERG			w (%)	S _b	e	RESISTENCIA		S.U.C.S.
		G (%)	A (%)	F (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)				q _u (T/m ²)	C (T/m ²)	
1	0.00 - 0.60				142	47	95	126.80	2.70	3.78	1.0		CH
3	2.00 - 3.00				130	28	102	147.58					CH
6	5.00 - 5.60							119.07					
8	7.00 - 8.00				426	57	369	345.46	2.48	9.12	1.60	2.5°	CH
11	10.00 - 10.60				340	71	269	324.66					CH
13	12.00 - 13.00				357	46	311	299.45	2.40	6.78	1.8		CH
18	17.00 - 18.00				280	42	238	320.00	2.62	9.31	1.8		CH
23	22.00 - 23.00				201	44	157	187.29	2.42	4.78	1.6		CH
26	25.00 - 25.60				285	51	234	364.25					CH
28	27.00 - 28.00				349	54	295	210.24	2.53	8.68	1.4		CH
31	30.00 - 30.60				137	31	106	212.87					CH
33	32.00 - 33.00				288	43	245	300.11	2.54	7.27	2.6		CH
35	34.00 - 34.60				338	49	289	324.81					CH
38	37.00 - 38.00				103	22	81	41.44	2.68	4.00	2.4		CH
41	40.00 - 40.60				99	35	64	126.23					CH
43	42.00 - 43.00				506	76	430	375.98	2.53	10.32	3.4	1.9°	CH
46	45.00 - 45.60				248	47	201	262.99					CH
48	47.00 - 48.00				198	41	157	172.91	2.47	4.40	4.40	4.0°	CH
51	50.00 - 50.60				133	30	103	45.51					CH
53	52.00 - 53.00				74	25	49	176.29	2.53	7.00	5.8		CH
56	55.00 - 55.60				273	36	177	43.35					CH
60	59.00 - 59.11				61	22	39	35.87					CH

* Valor determinado en prueba de compresión axial con un ciclo de Histéresis.

TABLA N.º 2

MUESTRA Nº	PROFUNDIDAD (m)	GRANULOMETRÍA				LÍMITE DE ATTERBERG			w (%)	S _B	e	RESISTENCIA		S. U. C. S.
		G (%)	A (%)	F (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	qu (T/m ²)				c (T/m ²)	ϕ°	
1	0.00 - 1.00							79						CH
2	1.00 - 2.00							159						CH
3	2.00 - 3.00							139						CH
4	3.00 - 4.00	0	0	100	414	65	349	357	2.67	11.58	*1.10	1.80	1.5°	CH
5	4.00 - 5.00							471			*0.80			CH
6	5.00 - 6.00	0	1	99	485	79	406	322	2.68	9.90	*1.50	1.60	2.5°	CH
7	6.00 - 7.00							352						CH
8	7.00 - 8.00				392	70	320	324	2.62	11.20	1.30	1.70	1.5°	CH
9	8.00 - 9.00							349			*2.20			CH
10	9.00 - 10.00	0	0	100	412	81	331	330	2.53	7.29	2.00	1.80	2.5°	CH
11	11.00 - 12.00	0	3	97	308	75	233	353	2.55	7.80	1.90	1.60	2.5°	CH
12	13.00 - 14.00							181						CH
13	14.00 - 15.00	0	0	100	315	60	255	236	2.64	9.80	1.40	1.80	3.0°	CH
14	18.00 - 19.00				250	52	198	219	2.48	5.45	3.00			CH
15	25.00 - 26.00				394	92	302	385	2.56	10.34		2.10	4.0°	CH
16	27.00 - 28.00							37	2.42	7.24	2.40			SM
17	30.00 - 31.00				278	56	222	349	2.64	7.00		2.40	4.4°	CH
18	31.00 - 32.00				331	79	252	349	2.44	4.90	2.50			CH
19	32.00 - 33.00	0	0	100	381	77	304	335	2.68	9.28	2.40			CH
20	36.00 - 37.00				246	53	193	188	2.40	5.46		2.30	6.0°	CH
21	41.00 - 41.60	0	3	97	47	27	20	37						CL
22	41.60 - 42.00	0	0	100	234	46	188	253	2.58	6.86	3.10			CL
23	43.00 - 43.60	0	54	46				31						SN-SC
24	45.00 - 46.00				271	78	193	262	2.47	6.50		4.40	4.5°	CH
25	49.00 - 50.00				337	81	256	326	2.38	5.16				CH
26	53.00 - 54.00							171	2.53	4.40		5.00	5.2°	CH
27	56.00 - 56.60	0	14	86	68	39	29	27						RH
28	58.00 - 58.60	0	1	99	152	51	101	114						ML

* Valor determinado en prueba de compresión axial con un ciclo de Histeresis.

TABLA Nº 3

MUESTRA Nº	PROFUNDIDAD (m)	GRANULOMETRIA				LIMITE DE ATTERBERG				w (%)	Ss	e	RESISTENCIA		S.U.C.S.
		G (%)	A (%)	F (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	qu (T/m ²)	C (T/m ²)				∅°		
1	0.00 - 1.00				136	52	84			163					CH
2	1.00 - 2.00	0	37	63	133	45	88			120	2.63	3.40	*3.82	2.50	5.0°
3	2.00 - 3.00	0	2	98	215	36	179			123	2.57	3.45	3.80		CH
4	3.00 - 4.00	0	4	96	483	81	402			582	2.81	11.22	*1.50		CH
5	4.00 - 5.00	0	1	99	297	56	241			340	2.50	8.6	1.40	1.60	3.0°
6	5.00 - 6.00				275	75	200								CH
7	6.00 - 7.00														
8	7.00 - 8.00														
9	8.00 - 9.00	0	0	100	428	82	346			400	2.16	10.40		2.00	1.6°
10	9.00 - 10.00				338	68	270								CH
11	10.00 - 11.00														
12	11.00 - 12.00														
13	12.00 - 13.00														
14	13.00 - 14.00				377	62	315			298	2.71	8.00	*1.30		CH
15	14.00 - 15.00				344	56	288			183	2.72	8.06	1.40		CH
16	15.00 - 16.00									286			2.60		CH
17	16.00 - 17.00	0	1	99	350	83	267			356	2.65	7.32		4.20	2.0°
18	17.00 - 18.00	0	2	98	402	53	349								CH
19	18.00 - 19.00				260	57	203								CH
20	19.00 - 20.00														
21	20.00 - 21.00														
22	21.00 - 22.00				323	66	257			229	2.48	5.86			CH
23	22.00 - 23.00									230	2.56	6.12	1.80	1.60	1.0°
24	23.00 - 24.00				286	53	233								CH
25	24.00 - 25.00				457	62	395			277	2.77	8.06	2.80		MH
26	25.00 - 26.00														
27	26.00 - 27.00														
28	27.00 - 28.00														
29	28.00 - 29.00				275	75	200			323					CH
30	29.00 - 30.00														
31	30.00 - 31.00				286	60	326			231	2.51	6.11	1.70	1.8°	CH

* Valor determinado en prueba de compresión axial con ciclo de histéresis.

TABLA N° 7.

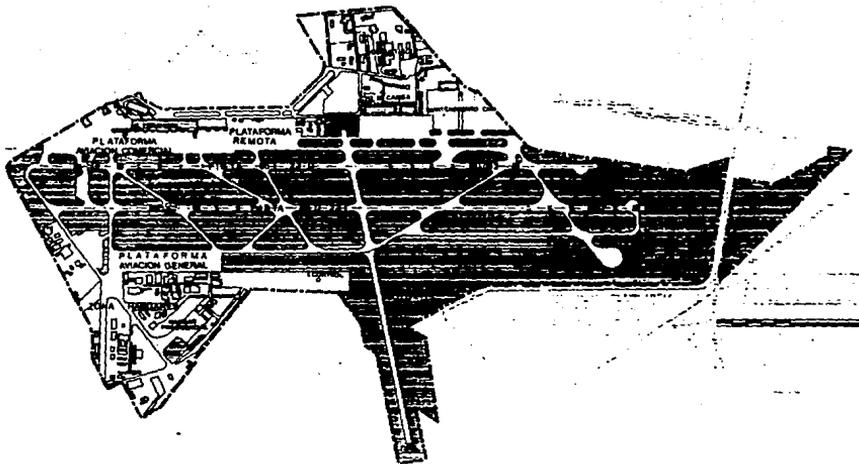
MUESTRA N°	PROFUNDIDAD (m)	GRANULOMETRIA			LIMITE DE ATTERBERG				RESISTENCIA			S.U.C.S.	
		G (%)	A (%)	F (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	w (%)	Ss	e	qu (T/m ²)		C (T/m ²)
32	31.00 - 32.00				296	48	248	262	2.82	5.97	3.30		CH
33	32.00 - 33.00												
34	33.00 - 34.00												
35	34.00 - 35.00												
36	35.00 - 36.00												
37	36.00 - 37.00												
38	37.00 - 38.00												
39	38.00 - 38.30												
40	38.30 - 38.90												
41	39.00 - 39.60												
42	40.00 - 40.60												
43	41.00 - 42.00												
44	42.00 - 43.00												
45	43.00 - 44.00												
46	44.00 - 45.00												
47	45.00 - 46.00				244	72	172	287	2.53	7.39		2.50	2.5°
48	46.00 - 47.00												
49	47.00 - 48.00												
50	48.00 - 49.00												
51	49.00 - 50.00												
52	50.00 - 51.00	0	3	97	277	51	226	173	2.37	5.15	5.10	6.00	2.0°
53	51.00 - 52.00				170	64	106	109	2.36	2.56		3.00	5.5°
54	52.00 - 53.00				230	70	160						
55	53.00 - 54.00				230	40	190						
56	54.00 - 55.00												
57	55.00 - 56.00												
58	56.00 - 57.00				40	30	10	237	2.67				
59	57.00 - 58.00				60	40	20						
60	58.00 - 59.00												
61	59.00 - 60.00				60	30	30	23	2.67				

H 2.2 (S-3)

TABLA Nº 4

MUESTRA Nº	PROFUNDIDAD (m)	GRANULOMETRIA				LIMITE DE ATTERBERG				w (%)	S _s	e	RESISTENCIA			S.U.C.S.
		G (%)	A (%)	F (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	qu (T/m ²)	C (T/m ²)				φ°			
1	0.00 - 1.00															CH
2	1.00 - 2.00	0	12	88	37	17	20	20	167	2.45	7.46	1.40	1.60	2.5°	CH	
3	2.00 - 3.00	0	0	100	310	58	252	390	390	2.53	9.42	*1.50	1.20	4.5°	CH	
4	3.00 - 4.00	0	0		360	59	301		334			1.57			CH	
5	4.00 - 5.00	0	1	99	535	102	433		449	2.38	9.54	*1.20	2.10	2.0°	CH	
6	5.00 - 6.00	0										1.30				
7	6.00 - 7.00	0														CH
8	7.00 - 8.00	0	5	95	396	65	331	347	347	2.62	9.80		2.00	0.0°	CH	
11	10.00 - 11.00	0			388	62	336	312	312	2.43						CH
12	11.00 - 12.00	0			242	39	203	287	287	2.53	7.10	3.00				CH
15	14.00 - 15.00				215	49	166	200	200	2.43	4.03	2.50	2.80	4.5°		CH
18	17.00 - 18.00	0	0	100	249	43	206			2.42		2.70				CH
21	20.00 - 21.00	0	0	100	218	68	150	216	216	2.37	4.21	3.80	3.40	0.0°		CH
23	22.00 - 23.00	0	0	100	159	46	113	331	331	2.59	8.74	1.90				CH
25	24.00 - 25.00	0	1	99	174	38	136									CH
26	25.00 - 26.00	0			419	59	360	419	419	2.68	10.00	2.40				CH
29	28.00 - 29.00				336	65	271	362	362	2.45	7.40					CH
32	31.00 - 32.00				330	20	310	315	315							CH
33	32.00 - 33.00	0	9	91	288	43	245									CH
36	35.00 - 36.00	0	0	100	393	83	310	318	318	2.55	8.55	4.20	4.00	1.5°		CH
38	37.00 - 37.80	0	20	80	30	19	11			2.42						CH
42	41.00 - 42.00	0			309	56	253	289	289	2.46	6.31	4.50				CH
46	44.60 - 45.20				507	76	431	398	398	2.53	10.31	3.40				CH
50	48.20 - 49.20				220	42	178	211	211	2.55	5.47	2.90	5.00	3.0°		CH
55	53.70 - 54.20				222	61	161	231	231	2.37	5.36	7.15				CH
61	59.00 - 59.60	0	3	97												MI
62	60.00 - 60.20				120	45	75									MI

* Valor determinado en prueba de compresión axial con un ciclo de histéresis.



AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MEXICO
ESTADO ACTUAL

FIG. N° 1.1

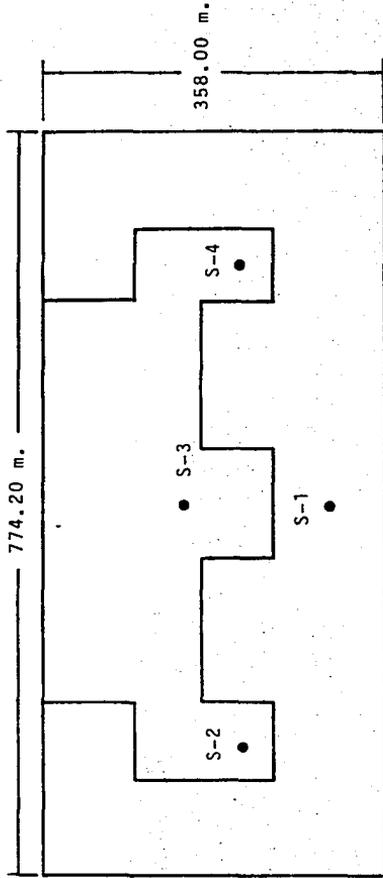
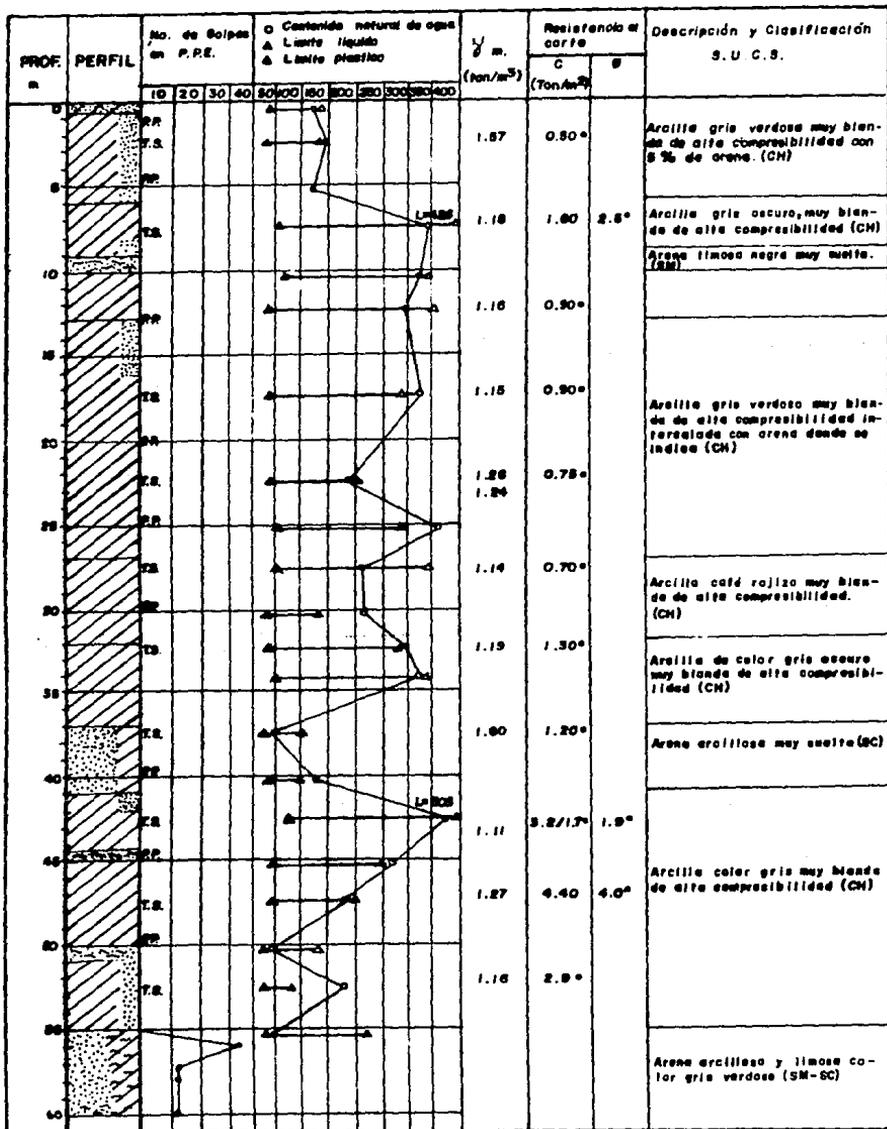


FIG. No 1.1a

FIGURA No. 1.2
SONDEO No. 1
TIPO DE SONDEO MIXTO



SIMBOLOGIA



ARCILLA

LIMO

ARENA

MATERIA ORGANICA

T.S. Teste Shelby

PP. Peso Propio

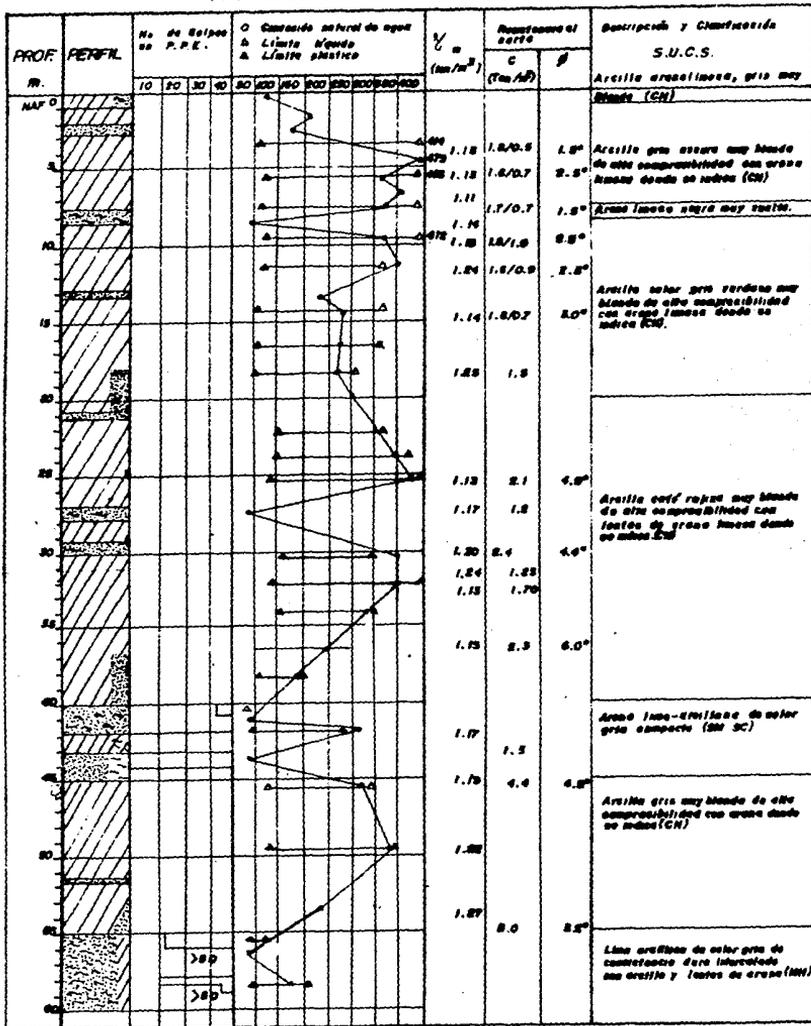
P.R.E. Prueba de penetración estándar

Nivel de agua freática

Piezometro

° Prueba de compresión simple
Tirante de agua de 0.75 m.

FIGURA N° 1.3
 SONDEO N° 2 PLATAFORMA
 TIPO DE SONDEO MUESTREO CONTINUO



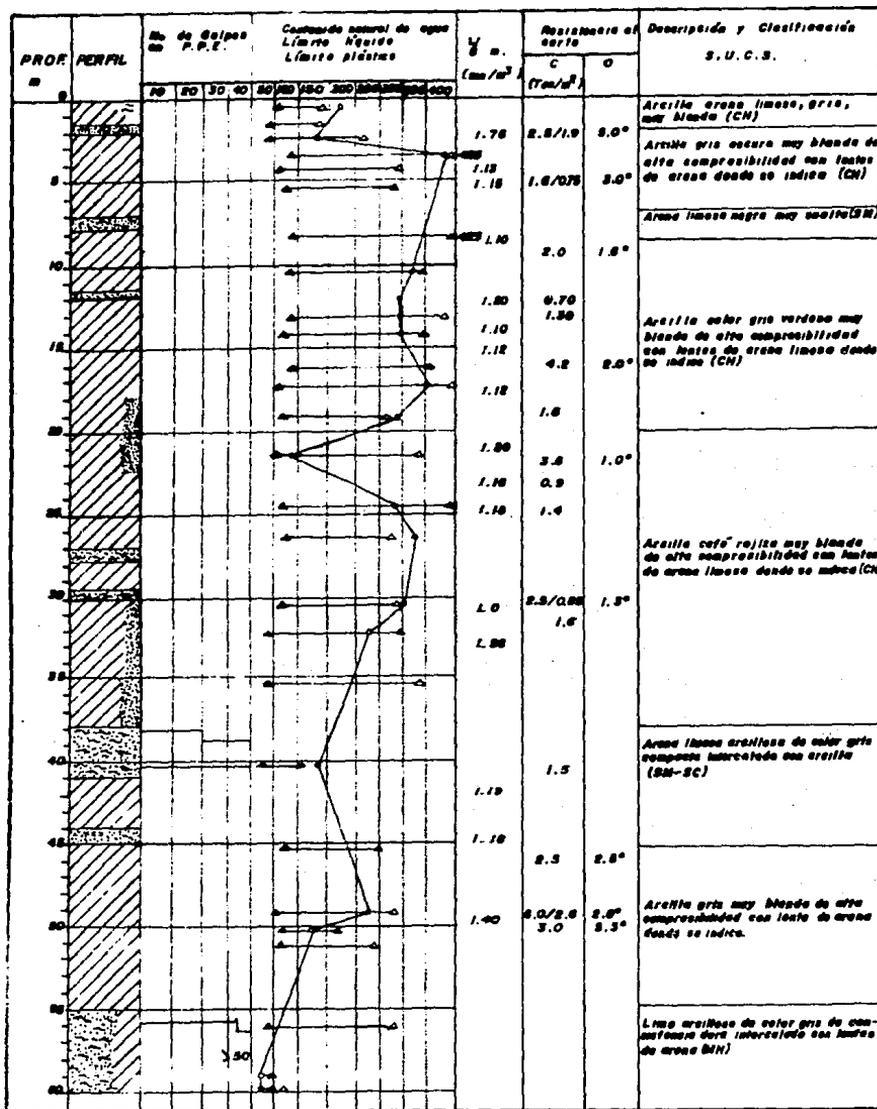
SIMBOLOGIA

-  ARCILLA
-  LIMO
-  ARENA
-  MATERIA ORGANICA

- T.S. Tubo Shelby
- P.P. Pene Simple
- P.P.E. Prueba de penetración estándar
- U.M. Nivel de agua instalado.
- Piezómetro

Prueba de compresión simple

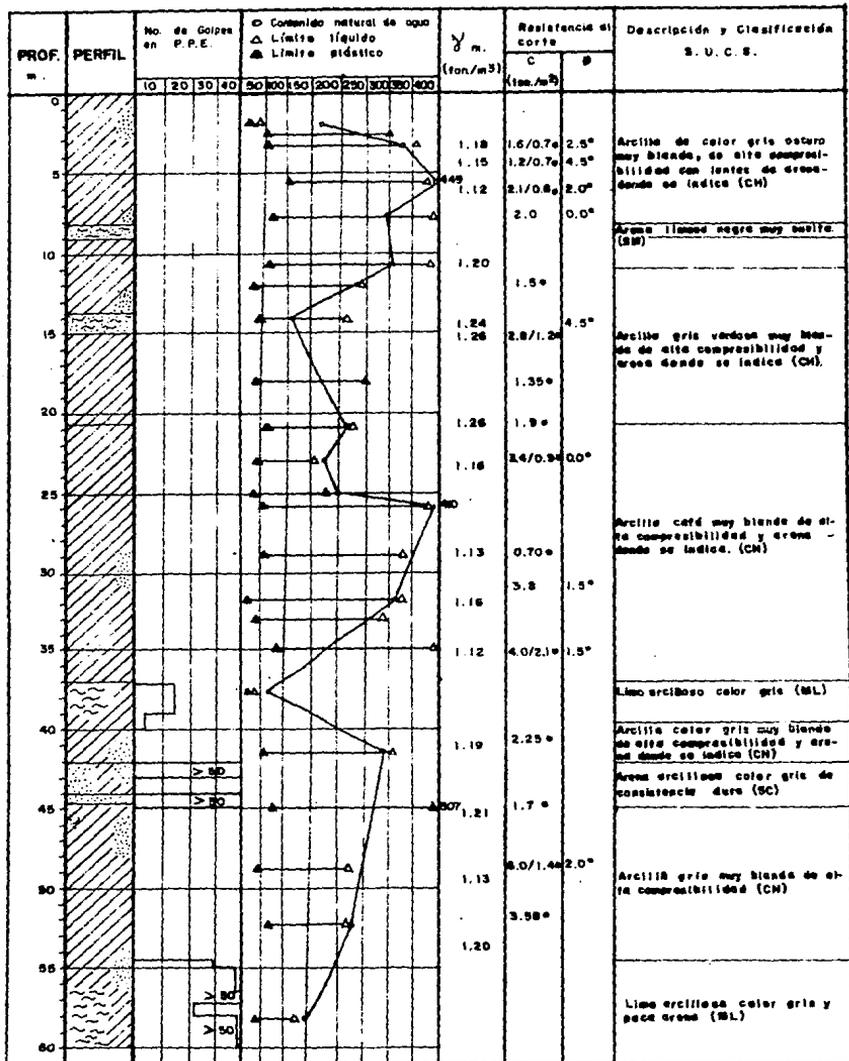
FIGURA N.º 1.4
SONDEO N.º 3 PLATAFORMA
TIPO DE SONDEO MUESTREO CONTINUO



Prueba de compresión simple

- | | | |
|---|------------------|---------------------------------------|
|  | Arcilla | T.S. Teste Shelby |
|  | Limo | P.P. Pasa Plástico |
|  | Arena | P.P.E. Prueba de penetración estándar |
|  | Materia orgánica | Nivel de agua tratado |
| | | Perímetro |

FIGURA No. 1.5
SONDEO No. 4 PLATAFORMA
TIPO DE SONDEO MUESTREO CONTINUO



SIMBOLOGIA

[Hatched pattern]	ARCILLA	T.S.	<i>Teste Shelby</i>
[Wavy pattern]	LIMO	P.P.	<i>Plum probe</i>
[Dotted pattern]	ARENA	P.P.E.	<i>Prueba de penetración estándar</i>
[Cross-hatched pattern]	MATERIA ORGANICA		<i>Nivel de agua freática</i>
			<i>Penetrómetro</i>

° Prueba de compresión simple.

CAPITULO II

PROYECTO

ESTRUCTURAL

DEL

PAVIMENTO

D A T O S B A S I C O S .

Ubicación: De acuerdo con la información básica de la Dirección General de Aeropuertos (D.G.A.), la plataforma de operaciones del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (A.I.C.M.), se ubicará al lado izquierdo de la pista 06I-24D, entre los cadenamientos 0+850 y 1+650 de la misma.

Dimensiones y Forma: La plataforma de operaciones que se construirá, tendrá una área de 277,163.60 m², de forma rectangular con dimensiones de 774.20 m. de largo por 358.00 m. de ancho. Dentro del área mencionada se alojará el edificio terminal, el cual constará de tres cuerpos principales cuya distribución, hace que el área efectiva que constituye propiamente la plataforma tenga forma de "U", con área de 175,251.60 m², como lo muestra la figura N^o 2.1 .

Tipo de Pavimento: Con relación al tipo de pavimento que tendrá la plataforma de operaciones, la D.G.A., fijó como premisa principal que en el diseño y proyecto del pavimento, se considerará uno de "tipo rígido", es decir que sea de "concreto hidráulico simple", ya que se considera que un pavimento de este tipo tiene ventajas con respecto a otros como: el reforzado y el preesforzado, desde el punto de vista económico y de comportamiento estructural, y que estos conducirían a espesores más delgados, que para las condiciones prevaletientes en la zona del

Lago de Texcoco se considerarán estructuras inminentemente frágiles, con tendencia a una falla repentina de carácter generalizado, ya que se presentarán asentamientos diferenciales de importancia, lo cual se acentúa si se toma en cuenta los aspectos de conservación en las juntas y posibilidad de corrosión del acero de refuerzo.

Particularizando se puede decir que un pavimento rígido a base de losas de concreto hidráulico simple, resulta más conveniente y compite con mayores ventajas, desde el punto de vista del comportamiento mecánico con los demás tipos de pavimentos, como pueden ser los de concreto hidráulico con refuerzo continuo y de concreto preesforzado. En general los pavimentos de concreto hidráulico responden adecuadamente a la tendencia de la aeronáutica de los aviones a reacción, para dar elevada presión a los neumáticos, por otra parte la gran velocidad de los gases que expulsan y principalmente los derrames de combustible no constituyen problemas para dicho pavimento.

En relación con el pavimento flexible, aunque no existen elementos suficientes que lo desplacen completamente, se puede decir que presenta la desventaja principal de reblandecimiento de la superficie de rodamiento (carpeta), por el incremento de la temperatura o bien por el derrame que frecuentemente se tiene del combustible de los aviones, condición que propicia que las llantas del avión provoquen deformación excesiva en el área de contacto, lo que ocasiona que la aeronave no sea remolcada -

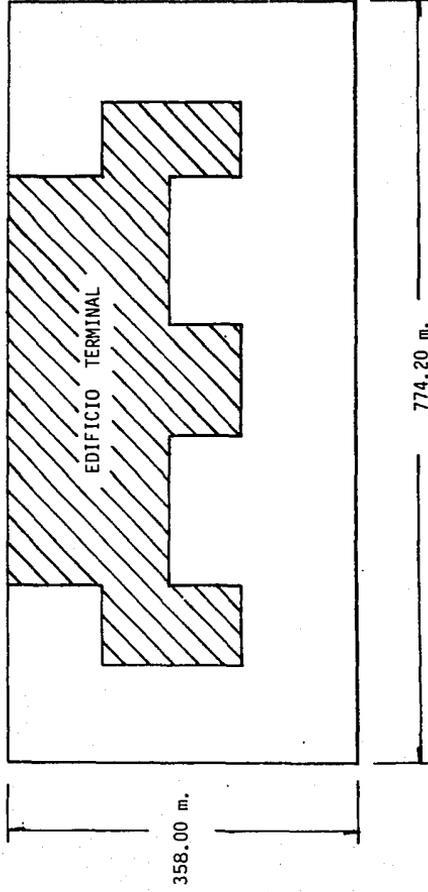
con facilidad.

Carga de Diseño: Con respecto al avión o carga de diseño a utilizar tenemos que, usualmente con el objeto de simplificar el manejo de tablas y gráficas de diseño estructural, se emplea un solo tipo de aeronave como patrón de referencia a la cual se le asigna un efecto de daño unitario, el cual sirve como patrón de comparación para los daños causados por otras aeronaves.

Entre los aviones comerciales, el Douglas DC-8-63 y el Boeing B-747 en su versión 200-F, son los que provocan o tienen condiciones de carga crítica, en cuanto a daño de pavimentos, por tal razón y considerando las condiciones de carga más severas se eligió como avión de diseño al citado en segundo término o sea el Boeing B-747 200-F, con sus características de una perna o pata del tren de aterrizaje principal como se muestra en la figura N° 2.2.

En relación con el número de repeticiones de la carga de diseño, se considerará para tal efecto un periodo de 15 años con 3000 repeticiones anuales.

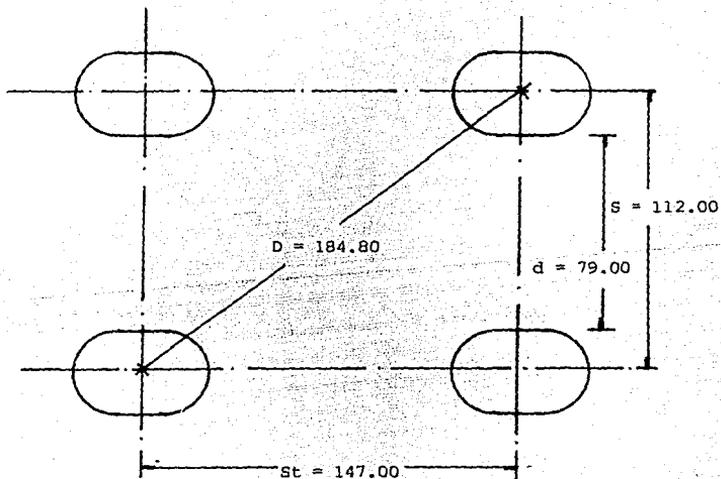
P L A T A F O R M A



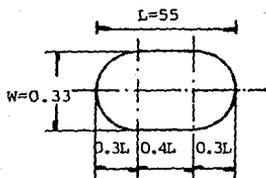
AREA TOTAL : 277,163.60 m²

AREA EFECTIVA : 175,251.60 m²

FIG. Nº 2.1



Acotaciones en cm.



Características de carga del Boeing 747

Peso máx. de despegue (Ton)	379.20
Distribución de la carga (Ton)	
Nariz	34.89
Tren Principal	344.31
Presión de las llantas (Kg/cm ²)	14.10
Área de contacto por rueda (cm ²)	1526

S = Distancia entre centros de figura de las huellas de los neumáticos de ruedas gemelas.

D = Distancia entre centros de figura de las huellas de las ruedas diagonales

St = Distancia entre ejes

d = Distancia interior de los neumáticos

FIG. Nº 2.2

D I S E Ñ O D E E S P E S O R E S .

Un pavimento se define como la capa o conjunto de capas de materiales apropiados, comprendidas entre el nivel superior de las terracerías y la superficie de rodamiento, cuyas principales funciones son las de proporcionar una buena y resistente superficie de rodamiento uniforme, de color adecuado, para evitar reflejos y deslumbramientos, textura con la rugosidad suficiente para garantizar una buena fricción con las llantas de las aeronaves, soportar las cargas impuestas por los aviones que hagan uso de él, resistencia al intemperismo y otros agentes perjudiciales. Como función estructural de gran importancia, un pavimento debe de transmitir adecuadamente a las terracerías los esfuerzos producidos por las cargas impuestas por el tránsito, de modo que éstas no sufran deformaciones importantes y que garanticen un tráfico en buenas condiciones.

Un pavimento rígido, tiene como elemento estructural fundamental una losa de concreto hidráulico, colocada normalmente sobre una capa de material seleccionado, a la que se le dá el nombre de sub-base, ésta consiste de una o más capas de materiales granulares, muchas veces estabilizados, solo cuando la subrasante del pavimento tenga una calidad suficientemente buena, la losa de concreto puede colocarse directamente sobre ella, prescindiéndose así de una sub-base especial.

En general, cualquier suelo natural es aprovechable como terracería, con excepción de los suelos muy orgánicos o aquellos cuyo rebote elástico sea importante, y por lo tanto, producen deformaciones excesivas a las capas superiores, cuando el material de la terracería sea de mala calidad, se hace necesario el empleo de una verdadera capa subrasante de material de mejor calidad cuya función sea establecer la transición entre él y el pavimento, cuando el material de las terracerías sea de mejor calidad, la capa subrasante queda constituida por el propio material de terracería con un tratamiento constructivo algo mejor, sobre todo en lo referente a compactación. Por lo tanto la diferencia entre sub-base, subrasante formada o aún parte superior de una terracería es en buena parte, un problema de nomenclatura.

Funciones de las distintas capas que intervienen en el pavimento.

La losa de concreto debe proporcionar una superficie de rodamiento adecuada, con textura y color convenientes, resistir los efectos abrasivos del tráfico, que tenga características impermeables, hasta donde sea posible debe impedir el paso del agua al interior del pavimento, así como una característica de suma importancia, es la función estructural de soportar, transmitir y distribuir los esfuerzos aplicados en ella, de tal modo que lleguen en niveles tolerables a la terracería sin producirse fallas ni asentamientos.

La sub-base proporciona una superficie uniforme que

sirve de apoyo a la losa y facilita su construcción, protege a la losa reduciendo a un mínimo las consecuencias de los cambios de volúmen, asociados a cambios de humedad, que pueden tener lugar en el suelo que forme la terracería, que de otra manera inducirían esfuerzos adicionales en aquella, así también incrementa la capacidad portante de los suelos de apoyo, respecto a la que es común en las terracerías, controla y evita los efectos de bombeo.

La capa de tezontle-tepetate confina la capa subrasante densa y ligera, de grava-tezontle, y proporciona mejor apoyo a la sub-base.

La capa formada para la nueva subrasante sirve de transición entre la terracería y la sub-base, además actúa como dren para desalojar el agua que pudiera infiltrarse al pavimento e impide la ascensión capilar hacia la sub-base, del agua procedente de la terracería.

La capa de arena, funciona como filtro, e impide la incrustación de la capa subrasante en la terracería.

En la tecnología de pavimentos rígidos para aeropuertos, los criterios de diseño están basados en gran parte en los esfuerzos teóricos de losas elásticas, modificados por experiencias de campo y factores de seguridad apropiados.

El diseño estructural de un pavimento, se debe entender como la determinación de espesores de las capas o elementos constituyentes, apoyándonos en el compendio titulado "Práctica

de los Estados Unidos", de la Administración Federal de Aviación (FAA).

Existen curvas para el cálculo de pavimentos, que soportan aeronaves de reacción de fuselaje ancho como es el Boeing 747-200 F. Estas curvas se basan en una hipótesis de carga de orilla en que la carga es tangente a la junta, además en este método se considera que la subrasante tuviera las propiedades de un líquido denso para soportar cargas, e incluye un factor de seguridad. Para utilizar estas curvas se requieren cuatro parámetros de entrada que son:

- Resistencia del concreto a la flexión o módulo de ruptura (MR).
- Capacidad de carga de la terracería, o de la combinación de sub-base y subrasante, llamado módulo de reacción (k).
- Peso bruto de la aeronave de cálculo, o carga crítica.
- Salidas anuales de la aeronave de cálculo.

En cuanto a la resistencia del concreto se analizará - por separado en el capítulo intitulado propiedades del concreto.

La capacidad de carga o módulo de reacción, para el terreno natural y a diferentes niveles de la estructura del pavimento se obtuvieron con pruebas in situ, siguiendo el procedimiento establecido por la norma ASTM D1196, utilizando placa circular de 76 cm. de diámetro, y un marco de cargas metálico, tal

como se muestra en la figura N° 2.3 .

Para fines de proyecto del pavimento, los módulos de -
reacción obtenidos son los siguientes:

	k	
	kg/cm ²	lb/in ²
Sobre la superficie del terreno.	0.55	20
Sobre la subrasante de tezontle de 50 cm. de espesor.	1.40	50
Sobre la sub-base estabilizada con cemento, de 20 cm. de espesor car- gada por la subrasante de tezontle.	4.10	150

El peso bruto de la aeronave es de 760,000 lb.

Las salidas anuales son 3,000 salidas.

Utilización de las curvas de cálculo, el primer dato -
se refiere a la resistencia del concreto a la flexión, mostrado
en la ordenada izquierda de la curva, partiendo de dicha resis-
tencia se traza una proyección horizontal hasta intersectar la -
línea del módulo de reacción conveniente, a partir de está inter-
sección se traza una proyección vertical hasta encontrar la rec-
ta que corresponda al peso bruto de la aeronave de cálculo, parti-
tiendo de esté punto se traza una proyección horizontal hasta -
la ordenada derecha, que indica las salidas anuales. Se lee el -
espesor del pavimento a partir de la línea de salida anual co-
rrespondiente al dato de proyecto.

Para calcular el espesor de la losa de concreto, reuniremos los datos necesarios.

Módulo de ruptura (MR)	625 lb/in ² .
Módulo de reacción (k)	150 lb/in ² .
Peso bruto de aeronave	760,000 lb.
Salidas anuales	3,000 salidas.

De la gráfica N° 2.1, se obtiene el espesor de la losa de concreto, el cual resultó de 40 cm.

Las curvas de cálculo del pavimento, indican únicamente el espesor de la losa de concreto.

Los espesores de los demás componentes de la estructura del pavimento deben determinarse por separado, para lo cual se hace necesario el siguiente cálculo.

Capacidad de Carga.

Lo primero que se obtiene es la capacidad de carga última del terreno, considerando un suelo puramente cohesivo, es decir, $c \neq 0$ y $\phi = 0$, tenemos:

$$c = 1.00 \text{ ton/m}^2$$

$$N_c = 5.14$$

$$\gamma = 1.20 \text{ ton/m}^3$$

$$D_f = 0.60 \text{ m.}$$

$$q_c = c N_c + \gamma D_f$$

$$q_c = 1.00 \times 5.14 + 1.20 \times 0.60$$

$$q_c = 5.86 \text{ ton/m}^2$$

Para obtener la capacidad de carga admisible, se aplica un factor de seguridad igual a "3", para este caso de que la cimentación se calcula en un análisis de carga muerta y carga viva permanente, que es un criterio de cálculo muy común en las estructuras de las vías terrestres.

$$q_{ad} = q_c / F_s = 5.86 / 3 = 1.95 \approx 2.0 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{ad} = 2.0 \text{ ton/m}^2$$

Este valor aunque garantiza que no se presentará falla por cortante, debe ser revisado por los hundimientos que se presentarán.

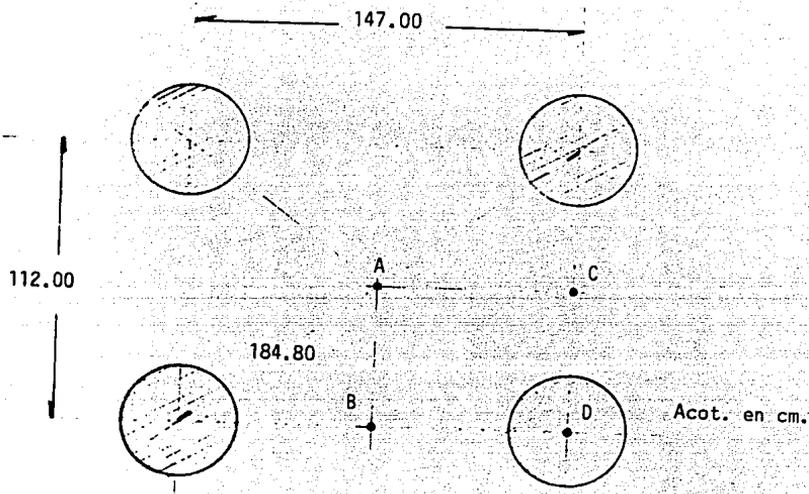
Carga Viva.

Tenemos que la carga de diseño corresponde a un Boeing 747-200 F, del cual se tienen los siguientes datos: el tren principal cuenta con cuatro ruedas con carga de 21,520 Kg. cada una, y 14.10 kg/cm² de presión de inflado.

Para simplificar el cálculo, se considerará una huella de llanta con forma circular.

$$A = \pi \times r^2; \quad A = F / P = 21,520 \text{ kg} / 14.10 \text{ kg/cm}^2 = 1,526.20 \text{ cm}^2$$

$$r = \sqrt{A / \pi} = r = \sqrt{1,526.20 / 3.1416} = r = 22.00 \text{ cm.}$$



Aplicando el gráfico de Newmark, encontramos los esfuerzos verticales inducidos por cada tren de aterrizaje en diversos puntos y a 1.00 m. de profundidad.

Para el cálculo de los esfuerzos tenemos: $\sqrt{z} = i - N P$

- Punto A ; $\sqrt{z} = 0.005 \times 11.49 \times 14.10 = 0.81 \text{ kg/cm}^2$
- Punto B ; $\sqrt{z} = 0.005 \times 8.23 \times 14.10 = 0.58 \text{ kg/cm}^2$
- Punto C ; $\sqrt{z} = 0.005 \times 6.67 \times 14.10 = 0.47 \text{ kg/cm}^2$
- Punto D ; $\sqrt{z} = 0.005 \times 7.81 \times 14.10 = 0.55 \text{ kg/cm}^2$

De lo anterior se deduce que los esfuerzos inducidos -

por la aeronave, máximo y mínimo son en los puntos A y C respectivamente.

Los resultados anteriores son considerando un medio - semiinfinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico (semiespacio de Boussinesq), sin embargo si se considera la teoría de bicapa, esto es considerando la rigidez de la losa de concreto, estos esfuerzos disminuyen considerablemente, por ejemplo si se toma la teoría de Burmister (doble capa), para una relación de rigidez de $E_1/E_2 = 20$ (conservadora), se tiene un coeficiente de influencia de 0.2, esto es:

$$\nabla_z = 0.2 \times 0.81 \text{ kg/cm}^2 = 0.162 \text{ kg/cm}^2$$

$$\nabla_z = 1.62 \text{ ton/m}^2$$

Debido a las características de compresibilidad y de resistencia al corte que tiene el suelo arcilloso donde se construirá el pavimento se puede decir que el aspecto geotécnico más importante es el que se refiere a los hundimientos diferenciales que presentará la plataforma, por acción de su propio peso, así como el de la carga viva producida por las aeronaves.

Desde este punto de vista, en el diseño del pavimento se debe procurar que éste transmita la menor presión al terreno de apoyo, lo cual se logra haciendo que el pavimento se construya en trinchera, de tal forma que se efectúe una compensación -

parcial del peso de la plataforma.

Otro aspecto que se debe llevar colateralmente al de los hundimientos es la determinación de la estructuración interna del pavimento que permita el paso de la aeronave de diseño en condiciones de seguridad y que permita transmitir magnitudes de esfuerzo al suelo de apoyo, por debajo de la capacidad de carga de éste, para garantizar la estabilidad integral de la sección - aún con la carga viva.

Pesos volumétricos de los materiales que forman la sección estructural de la plataforma:

Concreto hidráulico	2.40 ton/m ³
Sub-base estabilizada	1.90 ton/m ³
Tezontle	1.10 ton/m ³
Grava	1.80 ton/m ³
Arena	1.70 ton/m ³
Terreno natural	1.20 ton/m ³

Si se considera la siguiente estructuración tenemos:

0.40		losa de concreto.
0.20		sub-base.
0.50		tezontle y/o grava.
0.10		plantilla de arena.

El peso propio del pavimento será:

	sección ligera.	sección pesada.
losa de concreto.	$0.40 \times 2.40 = 0.96$	$0.40 \times 2.40 = 0.96$
sub-base.	$0.20 \times 1.90 = 0.38$	$0.20 \times 1.90 = 0.38$
tezontle.	$0.50 \times 1.10 = 0.55$	
grava.		$0.50 \times 1.80 = 0.90$
plantilla de arena.	$0.10 \times 1.70 = \underline{0.17}$	$0.10 \times 1.70 = \underline{0.17}$
	2.06 ton/m ²	2.41 ton/m ²

La presión unitaria total por peso propio y carga viva será:

$$P_t = P_{cm} + P_{cv} = 2.41 + 1.62 = 4.03 \text{ ton/m}^2$$

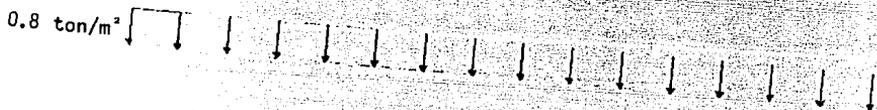
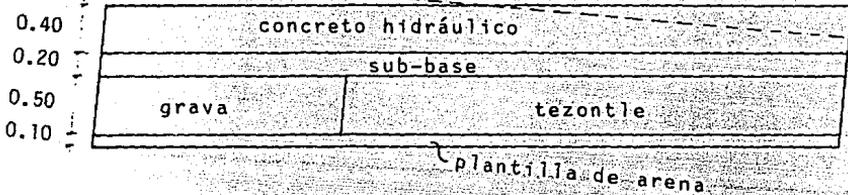
$$P_t = 4.03 \text{ ton/m}^2$$

$$F_s = q_c / q_{ad} = 5.86 / 4.03 = 1.45 \approx 2$$

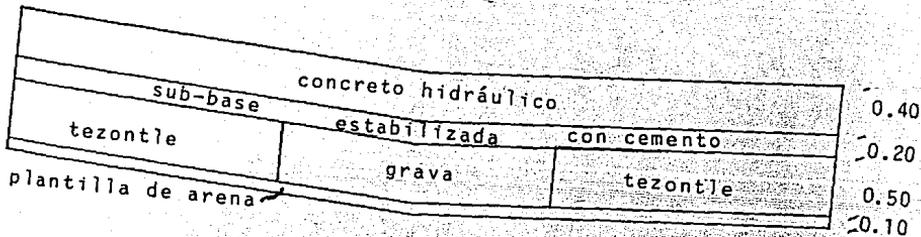
esté factor es menor al que se acostumbra de 3, lo cual obliga a pensar que se debe disminuir la carga, compensando una cierta magnitud.

Cálculo referente al grado de compensación para diferentes punto de la sección.

N.T.N.) 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10
 45.00 m.



90.00 m.



Sección 1

Descarga: $(1.38) (1.20) = 1.656 \text{ ton/m}^2$

Carga neta: $2.41 - 1.656 = 0.754 \text{ ton/m}^2$

Sección 2

Descarga: $(1.33) (1.20) = 1.596 \text{ ton/m}^2$

Carga neta: $2.41 - 1.596 = 0.814 \text{ ton/m}^2$

Sección 3 Descarga: (1.28) (1.20) = 1.536 ton/m²
Carga neta: 2.41 - 1.536 = 0.874 ton/m²

Sección 4 Descarga: (1.23) (1.20) = 1.476 ton/m²
Carga neta: a) 2.41 - 1.476 = 0.934
b) 2.06 - 1.476 = 0.584 0.759 ton/m²

Sección 5 Descarga: (1.18) (1.20) = 1.416 ton/m²
Carga neta: 2.06 - 1.416 = 0.644 ton/m²

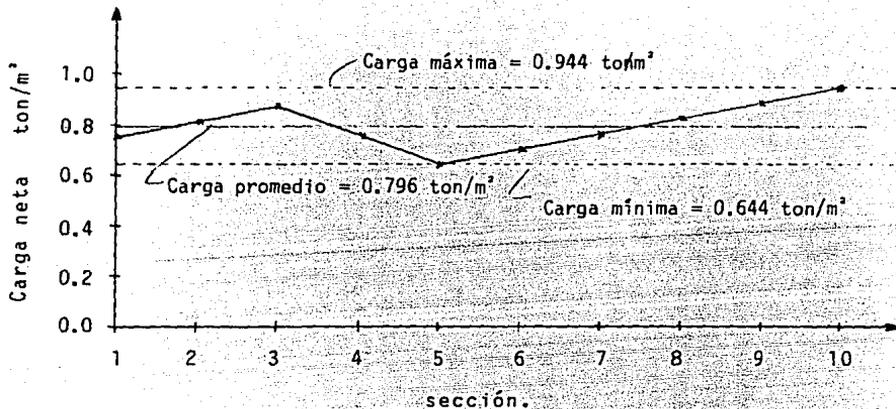
Sección 6 Descarga: (1.13) (1.20) = 1.356 ton/m²
Carga neta: 2.06 - 1.356 = 0.704 ton/m²

Sección 7 Descarga: (1.08) (1.20) = 1.296 ton/m²
Carga neta: 2.06 - 1.296 = 0.764 ton/m²

Sección 8 Descarga: (1.03) (1.20) = 1.236 ton/m²
Carga neta: 2.06 - 1.236 = 0.824 ton/m²

Sección 9 Descarga: (0.98) (1.20) = 1.176 ton/m²
Carga neta: 2.06 - 1.176 = 0.884 ton/m²

Sección 10 Descarga: (0.93) (1.20) = 1.116 ton/m²
Carga neta: 2.06 - 1.116 = 0.944 ton/m²



De esta compensación resulta que la sección del pavimento transmite una presión uniforme, resultando ésta de 0.8 ton/m^2 , por lo tanto tenemos:

$$P_{\text{comp}} = 0.8 + 1.62 = 2.42 \text{ ton/m}^2$$

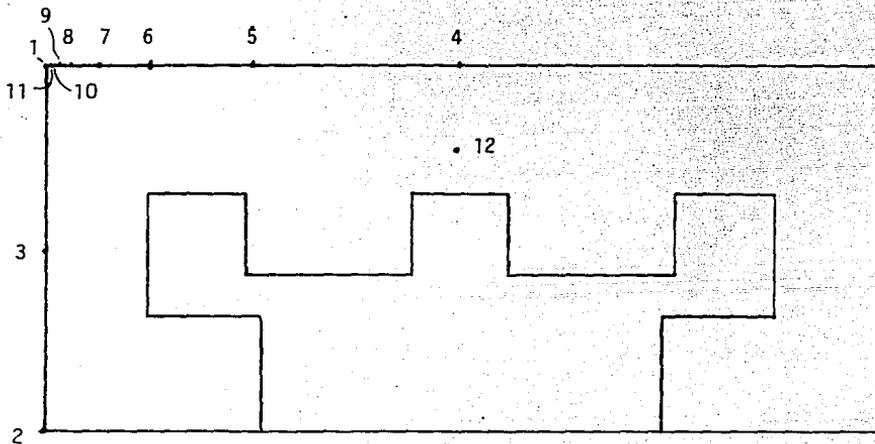
$$q_{\text{ad}} = 2.42 \text{ ton/m}^2$$

$$F_s = 5.86 / 2.42 = 2.42 \approx 3$$

Una condición de suma importancia, respecto al probable comportamiento de la plataforma, es el hecho de que los asentamientos diferenciales en el área interna de la plataforma no se-

rán importantes, dado que se tiene una gran extensión de terreno cargado en relación con el espesor del estrato compresible, el - cual es del orden de seis veces menor que el ancho de la plata- forma, esto hace que únicamente en la zona perimetral de la pla- taforma (en una franja de 20.00), se tengan asentamientos dife- renciales de importancia, que sin embargo, se pueden reducir co- locando una faja lateral que transmita una presión de contacto - mayor a la del pavimento interno que funcione como una sobrecar- ga perimetral.

Cálculo de distribución de esfuerzos con la profundidad.



Valores de influencia del punto 1

(A)

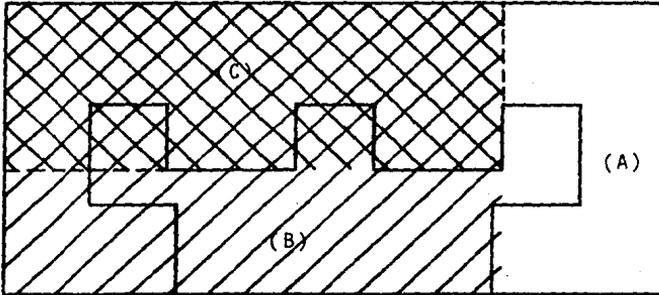
z (m)	x	y	m = x/z	n = y/z	w _o
1	358.00	774.00	358.00	774.00	0.249
5	"	"	71.60	154.80	0.248
10	"	"	35.80	77.40	0.248
20	"	"	17.90	38.70	0.248
30	"	"	11.90	25.80	0.247
40	"	"	8.95	19.40	0.246
50	"	"	7.16	15.50	0.246
60	"	"	5.97	12.90	0.246

(B)

z (m)	x	y	m = x/z	n = y/z	w _o
1	358.00	590.00	358.00	590.00	0.249
5	"	"	71.60	118.00	0.248
10	"	"	35.80	59.00	0.248
20	"	"	17.90	29.50	0.247
30	"	"	11.90	19.70	0.247
40	"	"	8.95	14.75	0.247
50	"	"	7.16	11.80	0.246
60	"	"	5.97	9.80	0.246

(C)

z (m)	x	y	m = x/z	n = y/z	w _o
1	235.00	590.00	235.00	590.00	0.249
5	"	"	47.00	118.00	0.248
10	"	"	23.50	59.00	0.247
20	"	"	11.75	29.50	0.247
30	"	"	7.80	19.70	0.246
40	"	"	5.90	14.75	0.246
50	"	"	4.70	11.80	0.246
60	"	"	3.90	9.80	0.246



A: Toda el área
 B: //
 C: X X X X X

La influencia en el punto 1 será la influencia de (A - B + C)

x (m)	w ₀	$\bar{r}_z = w \times w_0$ (ton/m ²)	w = 0.8
1	0.249	0.1992	
5	0.248	0.1984	
10	0.247	0.1976	
20	0.247	0.1976	
30	0.246	0.1968	
40	0.246	0.1968	
50	0.246	0.1968	
60	0.246	0.1968	

Valores de influencia del punto 2

z (m)	x	y	m = x/z	n = y/z	w _o	$\bar{v}_z = w \times w_o$
1	358.00	774.00	358.00	774.00	0.249	0.1992
5	"	"	71.60	154.80	0.248	0.1984
10	"	"	35.80	77.40	0.248	0.1984
20	"	"	17.90	38.70	0.248	0.1984
30	"	"	11.90	25.80	0.247	0.1976
40	"	"	8.95	19.40	0.246	0.1968
50	"	"	7.16	15.50	0.246	0.1968
60	"	"	5.97	12.90	0.246	0.1968

Valores de influencia del punto 3

z (m)	x	y	m = x/z	n = y/z	w _o	$\bar{v}_z = 2(w \times w_o)$
1	180.00	774.00	180.00	774.00	0.249	0.3984
5	"	"	36.00	154.80	0.249	0.3984
10	"	"	18.00	77.40	0.248	0.3968
20	"	"	9.00	38.70	0.248	0.3968
30	"	"	6.00	25.80	0.247	0.3952
40	"	"	4.50	19.40	0.247	0.3952
50	"	"	3.60	15.50	0.246	0.3936
60	"	"	3.00	12.90	0.246	0.3936

Valores de influencia del punto 4

z (m)	x	y	m = x/z	n = y/z	w _o	$\bar{v}_z = 2(w \times w_o)$
1	358.00	390.00	358.00	390.00	0.249	0.3984
5	"	"	71.60	78.00	0.248	0.3968
10	"	"	35.80	39.00	0.247	0.3952
20	"	"	17.90	19.50	0.246	0.3936
30	"	"	11.90	13.00	0.246	0.3936
40	"	"	8.95	9.70	0.245	0.3920
50	"	"	7.16	7.80	0.245	0.3920
60	"	"	5.97	6.50	0.244	0.3904

Valores de influencia del punto 5

z (m)	x	y	m = x/z	n = y/z	w _o	$\nabla_z = 2(w \times w_o)$
1	350.00	193.50	358.00	193.50	0.249	0.3984
5	"	"	71.60	38.70	0.248	0.3968
10	"	"	35.80	19.30	0.247	0.3952
20	"	"	17.90	9.70	0.246	0.3936
30	"	"	11.90	6.40	0.246	0.3936
40	"	"	8.95	4.80	0.245	0.3920
50	"	"	7.16	3.90	0.244	0.3904
60	"	"	5.97	3.20	0.243	0.3888

Valores de influencia del punto 6

z (m)	x	y	m = x/z	n = y/z	w _o	$\nabla_z = 2(w \times w_o)$
1	358.00	95.00	358.00	95.00	0.249	0.3984
5	"	"	71.60	19.00	0.248	0.3968
10	"	"	35.80	9.50	0.247	0.3952
20	"	"	17.90	4.70	0.247	0.3952
30	"	"	11.90	3.20	0.246	0.3936
40	"	"	8.95	2.40	0.245	0.3920
50	"	"	7.16	1.90	0.238	0.3808
60	"	"	5.97	1.60	0.233	0.3728

Valores de influencia del punto 7

z (m)	x	y	m = x/z	n = y/z	w _o	w _o '	$\nabla_z = 2(w \times w_o)$
1	48.37	358.00	48.37	358.00	0.249	0.249	0.3984
5	"	"	9.67	71.60	0.248	0.248	0.3968
10	"	"	4.84	35.80	0.247	0.247	0.3952
20	"	"	2.42	17.90	0.246	0.246	0.3936
30	"	"	1.61	11.90	0.230	0.245	0.3800
40	"	"	1.21	8.95	0.210	0.244	0.3632
50	"	"	0.96	7.16	0.200	0.243	0.3544
60	"	"	0.80	5.97	0.185	0.242	0.3416

Valores de influencia del punto 8

z (m)	x	y	m = x/z	n = y/z	w _o	w _o '	$\sqrt{z} = 2(w \times w_o)$
1	24.20	358.00	24.20	358.00	0.249	0.249	0.3984
5	"	"	4.80	71.60	0.247	0.248	0.3960
10	"	"	2.40	35.80	0.243	0.247	0.3920
20	"	"	1.20	17.90	0.217	0.246	0.3704
30	"	"	0.80	11.90	0.185	0.245	0.3440
40	"	"	0.60	8.95	0.157	0.244	0.3208
50	"	"	0.50	7.16	0.137	0.243	0.3040
60	"	"	0.40	5.97	0.117	0.242	0.2872

Valores de influencia del punto 9

z (m)	x	y	m = x/z	n = y/z	w _o	w _o '	$\sqrt{z} = 2(w \times w_o)$
1	12.10	358.00	12.10	358.00	0.249	0.249	0.3984
5	"	"	2.40	71.60	0.242	0.248	0.3920
10	"	"	1.20	35.80	0.213	0.247	0.3680
20	"	"	0.60	17.90	0.157	0.246	0.3224
30	"	"	0.40	11.90	0.117	0.245	0.2896
40	"	"	0.30	8.95	0.090	0.244	0.2672
50	"	"	0.24	7.16	0.074	0.243	0.2536
60	"	"	0.20	5.97	0.063	0.242	0.2440

Valores de influencia del punto 10

z (m)	x	y	m = x/z	n = y/z	w _o	w _o '	$\sqrt{z} = 2(w \times w_o)$
1	6.00	358.00	6.00	358.00	0.246	0.249	0.3960
5	"	"	1.20	71.60	0.220	0.248	0.3744
10	"	"	0.60	35.80	0.158	0.247	0.3240
20	"	"	0.30	17.90	0.090	0.246	0.2688
30	"	"	0.20	11.90	0.063	0.245	0.2464
40	"	"	0.15	8.95	0.045	0.244	0.2312
50	"	"	0.12	7.16	0.040	0.243	0.2264
60	"	"	0.10	5.97	0.033	0.242	0.2200

Valores de influencia del punto 11

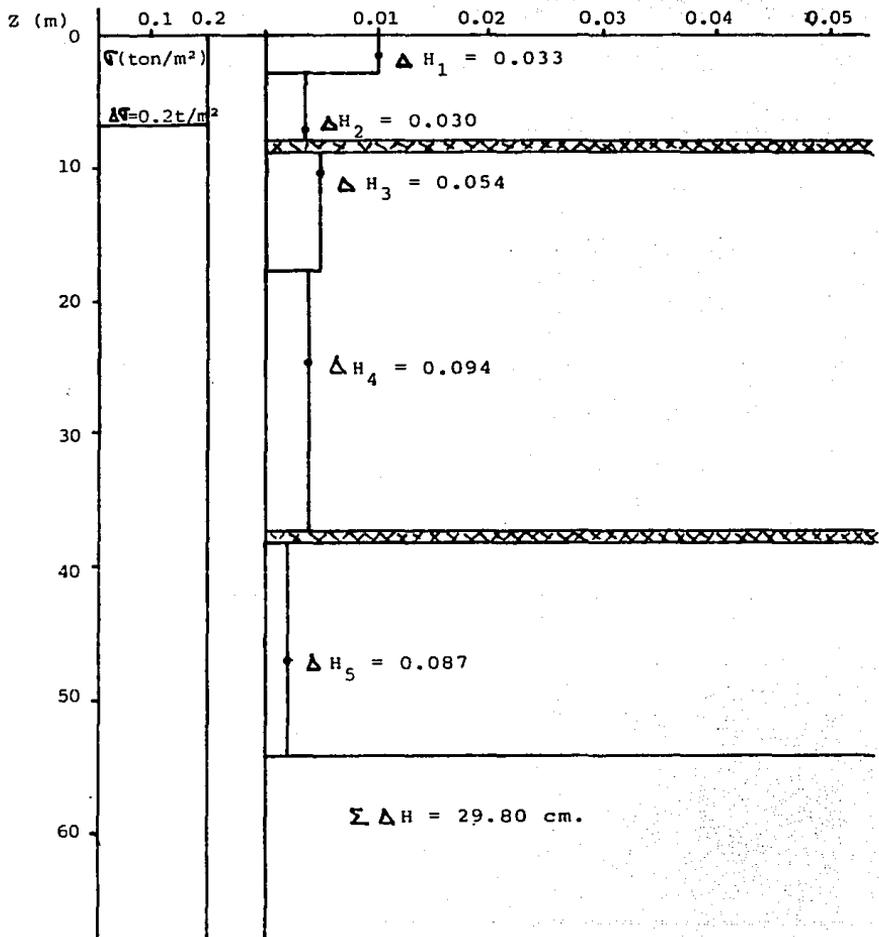
z (m)	x	y	m = x/z	n = y/z	w ₀	w ₀ '	$f_z = 2(wxw_0)$
1	3.00	358.00	3.00	358.00	0.244	0.249	0.3944
5	"	"	0.60	71.60	0.158	0.248	0.3248
10	"	"	0.30	35.80	0.090	0.247	0.2696
20	"	"	0.15	17.90	0.045	0.246	0.2328
30	"	"	0.10	11.90	0.033	0.245	0.2224
40	"	"	0.08	8.95	0.025	0.244	0.2152
50	"	"	0.06	7.16	0.020	0.243	0.2104
60	"	"	0.05	5.97	0.016	0.242	0.2064

Valores de influencia del punto 12

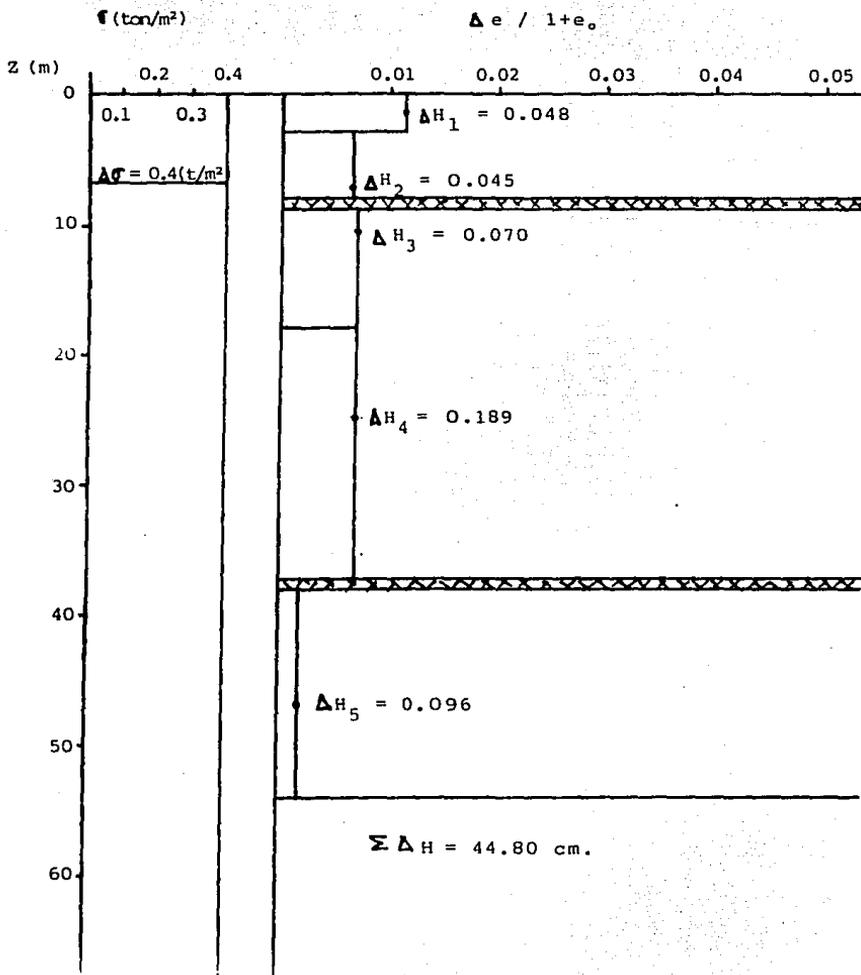
z (m)	x	y	m = x/z	n = y/z	w ₀	$f_z = 4(wxw_0)$
1	179.00	387.00	179.00	387.00	0.249	0.7968
5	"	"	35.80	77.40	0.248	0.7936
10	"	"	17.90	38.70	0.247	0.7904
20	"	"	8.95	19.40	0.246	0.7872
30	"	"	5.97	12.90	0.245	0.7840
40	"	"	4.50	9.70	0.245	0.7840
50	"	"	3.60	7.70	0.244	0.7808
60	"	"	2.90	6.40	0.244	0.7808

Cálculo del asentamiento en el punto 1

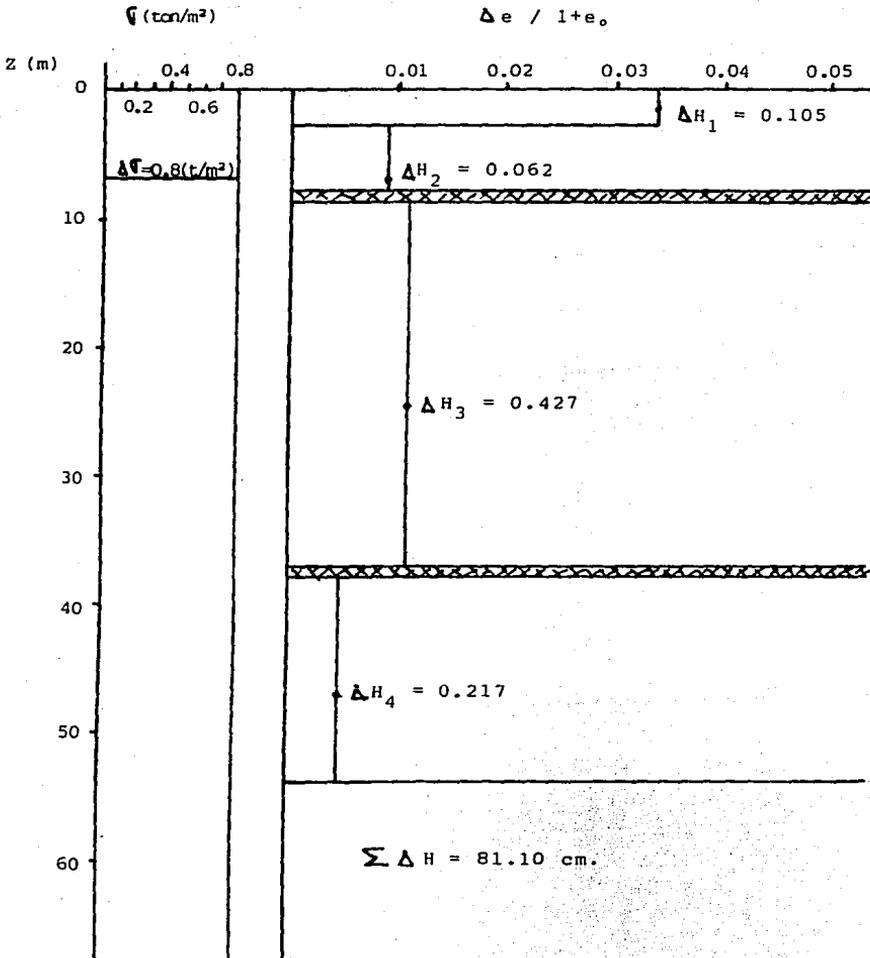
$$\Delta e / 1+e_0$$



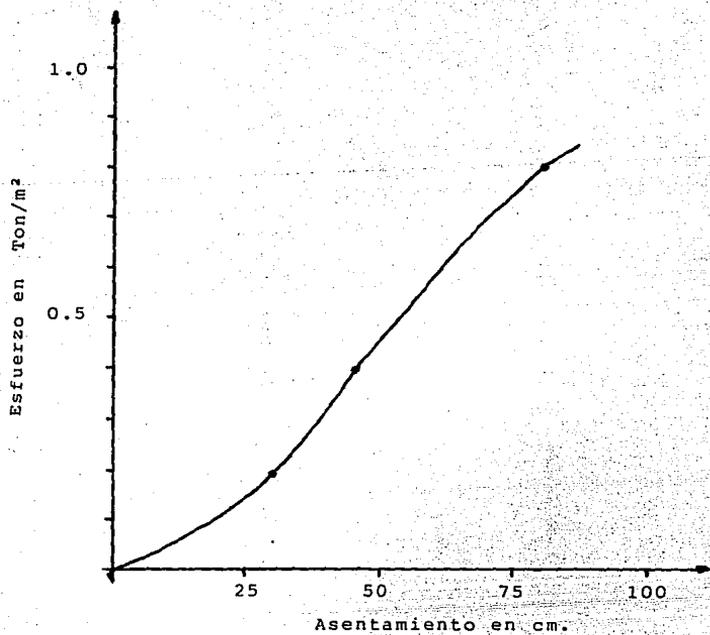
Cálculo del asentamiento en el punto 4



Cálculo del asentamiento en el punto 12



Gráfica Esfuerzo - Asentamiento.



Además de la determinación de espesores del pavimento, en el diseño, se tomaron en cuenta los aspectos geotécnicos que tienen que ver con la estabilidad de la sección, en el sentido de que no se provoquen esfuerzos en el terreno natural que sean superiores a la capacidad de carga de éste y por otro que las descargas del pavimento fueran menores y uniformes, por esta razón la sección del pavimento está en trinchera y se tiene una zonificación de materiales de distintos pesos a fin de proporcionar una carga uniforme.

La estructuración del pavimento propuesto, básicamente se apoya en que se transmiten uniformemente los menores esfuerzos, puesto que debido al tamaño del área cargada en relación con el espesor de arcillas compresibles, los hundimientos en la parte central serán prácticamente iguales, teniéndose solamente problemas con asentamientos diferenciales en la zona perimetral de la plataforma, los cuales se pueden contrarrestar construyendo una faja lateral que transmita una presión de contacto mayor a la del pavimento interior, que funcione a manera de sobrecarga perimetral, asimismo también se puede proporcionar este efecto en la zona perimetral de la plataforma construyendo las secciones en trinchera menos profundas para no compensar y dar en esa parte mayor presión. A la faja lateral en este caso se le a dado una utilidad adicional considerandose como acotamiento de la plataforma.

De acuerdo con el nivel de esfuerzos que se transmiti

rá al terreno natural (0.80 ton/m^2) y las características de compresibilidad del depósito lacustre se tiene que el asentamiento medio es del orden de 0.80 m. para la zona central de la plataforma y 0.40 m. para la zona perimetral (frontera). es decir que se espera que los asentamientos diferenciales se presenten en una faja perimetral con ancho de 20.00 m. Al colocar el área cargada (faja lateral) con presión neta de 1.20 ton/m^2 , los asentamientos diferenciales en la zona afectada por las condiciones de frontera se reducen aproximadamente a la mitad.

En cuanto a la evolución de los asentamientos, resulta difícil formular una predicción, ya que las teorías disponibles al respecto, no resultan confiables dada la complejidad del subsuelo del Lago de Texcoco, tomando en consideración que el proceso de consolidación, bajo un incremento de presión dado, se realiza con lentitud en las condiciones de complejidad típicas del subsuelo del área en estudio, donde los asentamientos que se producirán, serán apreciables varios años después de haberse iniciado dicho proceso. De acuerdo con análisis efectuados, los asentamientos totales que habrán de ocurrir, serán del orden de 0.80 m. para el incremento de presión de 0.80 ton/m^2 que se aplicará al suelo. Considerando la ecuación propuesta por Juárez Badillo E. en su informe "General Time Volume Change Equation for Soils" del XI Congreso Internacional de Mécanica de Suelos. San Francisco Cal., USA. 1985, y las observaciones obtenidas de un terraplen de prueba, se llegó a la siguiente conclusión, el 25%

del hundimiento total se presentará en 1.5 años, 2 años más tarde se alcanzará el 50% del hundimiento y para el 75% se requerirán 15 años más.

En la figura N° 3.7 se indica la construcción del pavimento rígido, al cual se le denomina Tipo I, puesto que existen otras zonas que no estarán sujetas al tránsito de aeronaves, por consiguiente se construirá un pavimento con características estructurales diferentes, inclusive en la zona de acotamiento se mantiene el pavimento correspondiente al acotamiento de las calles de rodaje.

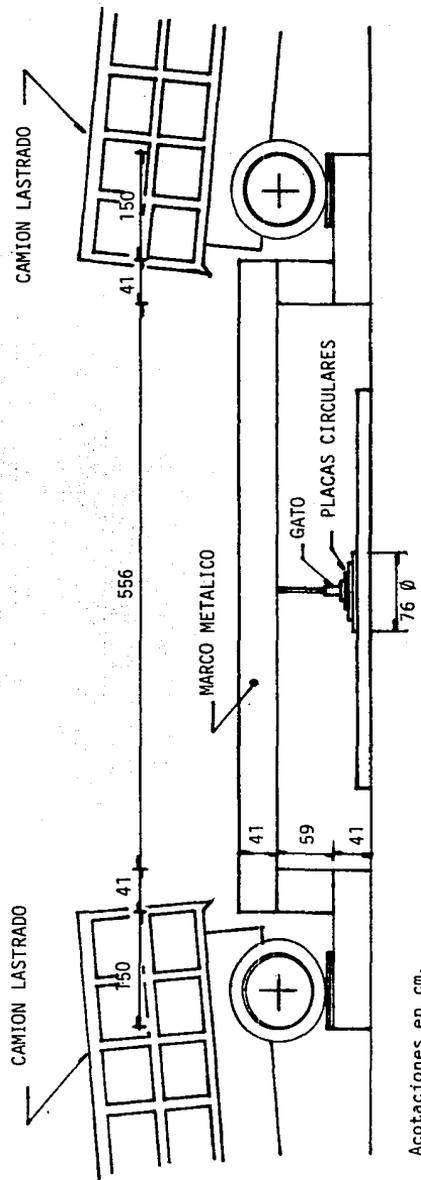
La zona que circunda al edificio terminal, en una faja con ancho de 12.00 m., no estará sujeta al tránsito de aeronaves, puesto que únicamente circularán los vehículos de carga de servicio terrestre, como son los convoyes de equipaje o bien los remolcadores del tipo T-500 o T-300, los cuales tienen un peso bruto vehicular (PBV) de 49.90 ton. y 18.20 ton. respectivamente. Para esta zona se diseñó un pavimento de tipo flexible con la estructuración que se indica en la figura N° 3.6, calculado para el tipo de carga y período de vida mencionados.

A este pavimento asfáltico, para fines de identificación se le denomina Tipo II, y su localización se indica en la figura N° 3.7 ya mencionada.

En la figura aludida anteriormente, se muestra la distribución de los pavimentos que se construirán en la plataforma de operaciones. En la zona correspondiente al acotamiento se in-

dica un pavimento Tipo III.

Además en el perímetro del área de la plataforma se -
construirá una franja de protección contra el agrietamiento y -
problemas referentes a cambios de humedad en la frontera plata-
forma-suelo natural.



Acotaciones en cm.

FIG. Nº 2.3

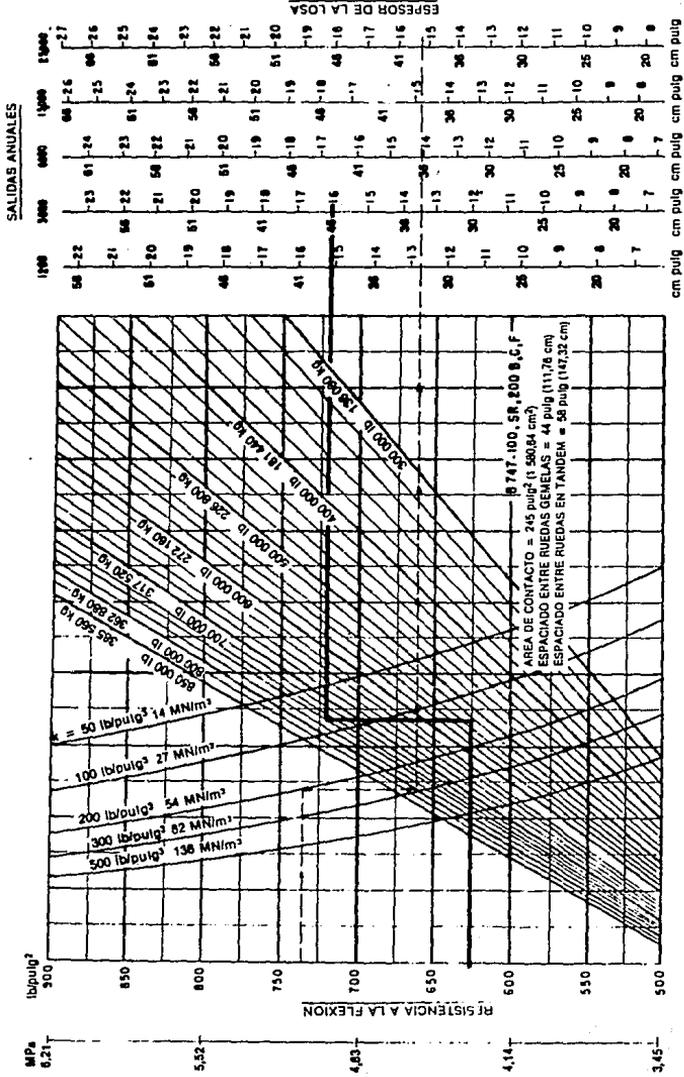


Figura 4-49. Curvas de cálculo de pavimentos rígidos - B-747-100, SR, 200 B, C, F

PROPIEDADES DEL CONCRETO.

El concreto es una mezcla de cemento, agua, arena y grava, que cuando están bien mezclados y dosificados, adquieren una propiedad de masa plástica que puede ser moldeable y que al endurecer se convierte en una piedra artificial).

Otra forma de definirlo sería la siguiente: El concreto es una mezcla de dos componentes, los agregados y la pasta. Los agregados se clasifican en dos grupos, finos y gruesos, los finos son las arenas naturales o fabricadas cuyos granos son menores de 1/4 de pulgada y los gruesos son los que tienen más de 1/4 de pulgada. La pasta o aglutinante, es la mezcla de agua-cemento y algunas veces aire incluido.

En el diseño estructural de pavimentos rígidos, uno de los factores más importantes es el que se refiere a las propiedades del concreto.

El concreto óptimo o concreto de calidad es aquel que se apega a los requerimientos estructurales y estéticos que exige la vida útil del pavimento, dentro de un máximo de economía. Entre las propiedades que debe tener este concreto, las más importantes son las siguientes:

Resistencia.

En los pavimentos, se utiliza para el proyecto, la resistencia del concreto a la flexión. Por lo tanto podemos decir

que los esfuerzos producidos en el pavimento de concreto debidos a las cargas inducidas por las aeronaves, son tanto de compresión como de flexión, los esfuerzos de compresión son fácilmente asimilados por la gran resistencia a la misma. Por lo tanto el espesor requerido de losa, está íntimamente relacionado con la resistencia a la flexión del concreto utilizado, ya que el trabajo de una losa de concreto en un pavimento es a la flexión.

La resistencia a la flexión o módulo de ruptura (MR), se valúa a partir de correlaciones con el valor de la resistencia a la compresión simple del concreto ($f'c$).

La experiencia que se tiene en la construcción de losas de concreto indica, que cuando el concreto tiene un módulo de ruptura aproximado de $MR = 44 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días se obtiene el pavimento de menor costo, por esta razón se elige este valor como módulo de ruptura de diseño, además de que habrá un incremento del 10% al 14% a los 90 días respecto al valor original de MR de los 28 días, teniendo:

$$MR = K \sqrt{f'c}, \quad \text{de donde.}$$

MR = resistencia a la flexión (módulo de ruptura) en lb/pulg^2 .

K = constante cuyo valor está comprendido entre 8 y 10.

$f'c$ = resistencia a la compresión simple en lb/pulg^2 .

$$MR = K \sqrt{f'c} \quad ; \quad MR^2 = K^2 \times f'c \quad ; \quad f'c = (MR / K)^2$$

$$MR = 44 \text{ kg/cm}^2 \times 14.223 = 625.81 \text{ lb/in}^2$$

$$K = 9$$

$$f'c = (625.81 / 9)^2 \quad ; \quad f'c = 4835.00 \text{ lb/in}^2$$

$$f'c = 4835.00 \text{ lb/in}^2 \times 0.070307 = 340 \text{ kg/cm}^2$$

Para concretos elaborados con agregados andesíticos del Valle de México, es conveniente utilizar la siguiente correlación:

$$MR = 0.13 f'c \quad ; \quad f'c = MR / 0.13$$

$$f'c = 44 \text{ kg/cm}^2 / 0.13 = f'c = 338.5 \text{ kg/cm}^2$$

De los resultados anteriores se infiere que la resistencia a la compresión necesaria es del orden de los 300 kg/cm².

La relación agua-cemento a/c, es la que tiene mayor influencia en la resistencia del concreto, cuanto mayor sea esta proporción, menor será la resistencia.

La resistencia puede aumentarse disminuyendo la relación a/c, utilizando agregados de buena calidad que además cumplan con una cierta graduación especificada para producir menor porcentaje de huecos en el concreto y curando el concreto después que ha fraguado.

Durabilidad.

Al construir el pavimento se supone que tenga una vida

Útil larga, es decir que sea durable. La durabilidad se define como "la resistencia a influencias deteriorantes que pudieran por - inadvertencia o ignorancia, residir en el propio concreto, o que fuesen inherentes al medio ambiente al cual se le expone". En - otras palabras, el concreto debe ser capaz de resistir la intem- perie, acción de productos químicos y desgaste, a los cuales esta rá sometido en el servicio.

Gran parte de los daños por intemperie sufridos en el - concreto pueden atribuirse a los ciclos de congelación y desconge lación. La resistencia a esos daños se mejora aumentando la imper meabilidad, incluyendo de un 2% a 6% de aire mediante un agente - inclusor, o aplicando un revestimiento protector a la superficie. En México este problema de las heladas no es muy común.

Existen sustancias que tienen reacciones químicas con - el cemento, dañando y desintegrando el concreto, en el caso de la plataforma, el concreto estará expuesto principalmente a sulfatos presentes en el agua subterránea, recomendandose como protección usar un cemento Portland tipo V.

En cuanto al desgaste o abrasión, dependen principalmen te de la resistencia del concreto, lo cual se logra cuando éste - es denso, de alta resistencia y agregados duros.

Impermeabilidad.

Es importante que el concreto sea impermeable, esto es que no permita el paso de agua a través de él.

Para evitar la permeabilidad en el concreto, se debe -

mantener muy baja la relación a/c, evitar la segregación y las juntas frías, además de compactarse mediante vibrado. La inclusión de aire resulta muy benéfica ya que disminuye el sangrado e interrumpe la formación de canales del agua dentro del concreto, ya que disminuye la cantidad de agua necesaria, por lo tanto con la inclusión de aire y un curado adecuado se aumenta la impermeabilidad.

Estabilidad volumétrica.

El cambio volumétrico es el fenómeno de contracción y dilatación del concreto, resultado de los cambios de humedad y temperatura, estos cambios son reversibles. En cambio la contracción plástica, debida a la pérdida de agua en la reacción de hidratación es irreversible y perjudicial ya que produce un agrietamiento en el concreto, esto se evita con una relación a/c baja y un curado húmedo.

Trabajabilidad.

La propiedad más importante del concreto fresco es la trabajabilidad, ésta se define como la facilidad con la que pueda manejarse, transportarse y colocarse el concreto, con una pérdida mínima de homogeneidad. Una característica de la trabajabilidad que se requiere medir es la consistencia o fluidez y se logra mediante las pruebas de revenimiento.

El revenimiento de una mezcla se puede aumentar con la inclusión de aire, manteniendo la relación mínima de a/c.

Por lo tanto, la mezcla de concreto para la construc-

ción de las losas, debe garantizar una durabilidad y resistencia a la flexión adecuada y proporcionar una superficie antiderrapante.

Por otra parte con el objeto de tener un concreto con menor susceptibilidad al agrietamiento, debemos diseñar una mezcla con una baja relación a/c, lo que da como resultado un concreto de bajo revenimiento y poco trabajable, recomendándose para mejorar esta propiedad, incluir pequeños porcentajes de aire, y además se evitará la segregación de la mezcla y ayudará a reducir el sangrado.

C A P I T U L O I I I

P R O C E D I M I E N T O

C O N S T R U C T I V O

Antes de comentar el procedimiento constructivo, es conveniente describir las secciones estructurales de los pavimentos de la plataforma de operaciones.

PAVIMENTO TIPO I.

Constituye propiamente dicho el pavimento de la plataforma y está formado por losas de concreto hidráulico de 0.40 m. de espesor.

La sección estructural del pavimento está integrada como sigue:

Una plantilla de arena de 0.10 m. de espesor, que se colocará encima del fondo de la excavación y que funcionará como capa de transición entre el terreno natural y la sección estructural del pavimento.

Subrasante de materiales ligeros (tezontle) de 0.40 m. de espesor que corresponde a las porciones intermedias de la sección, en coincidencia con las crestas o partes elevadas.

Subrasante de materiales pesados (grava) de 0.40 m. de espesor que ocupará las partes correspondientes a las simas de la sección, formada por gravas con pesos volumétricos sustancialmente superiores a los del tezontle.

Capa de transición que se construirá sobre las subra-

santes de materiales ligeros y densos, con un espesor de 0.10 m. y se formará con una mezcla de tezontle-tepetate en proporción - 70%-30% en peso respectivamente. Esta capa tendrá las funciones de un revestimiento de protección y de proporcionar un confinamiento que permita la adecuada compactación de las capas superiores.

Sub-base estabilizada con cemento Portland de 0.20 m., de espesor, que corona a la capa de transición y servirá de apoyo a las losas de concreto.

Por último se tienen las losas de concreto hidráulico, que constituyen propiamente el elemento fundamental del pavimento y tendrán un espesor de 0.40 m..

Con respecto al tipo de juntas que existen en los pavimentos rígidos y de acuerdo a su función, mencionaremos que a la plataforma se le dispuso un sistema de juntas, que son la unión construida entre dos losas consecutivas que interrumpe la continuidad del pavimento, y que son necesarias para controlar los esfuerzos que por cambios volumétricos debidos a las variaciones de temperatura y humedad ocurren durante el fraguado del mismo y durante la vida útil del pavimento, y por los efectos restringidos del alabeo y las cargas de los aviones, proporcionándose así una adecuada transferencia de cargas a través de las juntas, e impedir la infiltración de materias extrañas en las mismas. Las juntas también dividen al pavimento en porciones adecuadas para su construcción y permiten los movimientos de las lo

sas en las intersecciones con otros pavimentos o estructuras.

De acuerdo con la función propia de cada junta, se distinguen cuatro tipos:

- a) De contracción.
- b) De expansión o dilatación.
- c) De alabeo o articulación.
- d) De construcción.

Además, las juntas suelen denominarse longitudinales - y transversales, según el sentido en que estén dirigidas en el sistema.

Aunque no se dispone de una especificación absoluta sobre la ubicación de cada tipo de junta, ya que las que existen son normas empíricas en base a experiencias y condiciones particulares constructivas de cada país y por ende existen organismos a los cuales se puede recurrir puesto que proporcionan recomendaciones y especificaciones de acuerdo a la experiencia local, sin embargo son de utilidad si se adaptan a las condiciones particulares del proyecto.

A continuación se presenta una breve descripción de los tipos de juntas que se emplearán en el pavimento de la plataforma.

Las juntas de contracción se disponen para aliviar los esfuerzos de tensión que se generan como resultado de la contrac

ción del concreto.

La tendencia actual es dividir el pavimento mediante juntas transversales de contracción, separadas de 3.00 a 6.00 m. en el caso de pavimentos sin armado, en la actualidad son prácticamente todas de tipo "juntas ciegas", formadas por una hendidura delgada, en la que se inserta una goma o tira (plástico, cartón y/o madera), o bien cortadas con sierra.

En la plataforma se colocarán transversalmente al sentido de las bandas o carriles de construcción con una separación de 5.00 m.. El tipo de junta de contracción que se recomienda es el de ranura efectuada con sierra a fin de producir un plano debilitado e inducir la grieta en forma controlada. La grieta así formada, por lo general sigue una dirección vertical y su contorno sigue a los granos de grava por lo que constituye un elemento de unión entre las dos losas, mientras la separación entre ambas no exceda de las irregularidades del contorno de las gravas.

Aprovechando la fricción entre los bordes de las juntas de contracción y con el objeto de que su costo sea reducido, se puede prescindir del pasador o pasajunta de transferencia de carga en la mayor parte de las líneas centrales, con excepción de las zonas de plataforma con tránsito canalizado.

Siguiendo el criterio de la Portland Cement Association, únicamente en las zonas o bordes libres o junta de expansión donde la experiencia indica que las juntas de contracción se abren más, se colocarán pasajuntas con varilla lisa lubricada.

En la figura N° 3.1, se muestra la ubicación de las juntas de contracción con o sin pasador, así mismo en la figura N° 3.2, los detalles en cuanto a espesor y profundidad de ranura, características del pasador y los detalles del dimensionamiento de las juntas y tipo de sello.

Las juntas longitudinales son las paralelas a las bandas o carriles de construcción y por lo general son a tope o con llave y dependiendo de su ubicación se les puede añadir el pasador para transferencia de carga.

Según el criterio de la P.C.A., para un pavimento con espesor mayor de 0.38 m., la separación conveniente puede elegirse de acuerdo al equipo de construcción, siempre y cuando no exceda a la separación de las juntas de construcción.

En el caso de la plataforma, las juntas longitudinales se colocarán a cada 5.00 m., con la finalidad de formar losas cuadradas, ya que es conveniente que los espacios entre las juntas longitudinales y transversales sean aproximadamente iguales, se les dará forma machiembrada, conocida como de llave o espiga. Únicamente aquellas ubicadas en zonas próximas al borde y/o juntas de expansión, se les coloca el pasajunta a base de varilla corrugada. En la figura N° 3.1, se muestra la distribución de éstas, y en la figura N° 3.3, se muestran los detalles de la junta.

Las juntas de expansión o dilatación en el pavimento rígido, sirven como su nombre lo indica, para permitir la expansión de las losas, lo cual se logra con una separación entre las

mismas, lo que nulifica el efecto de trabazón o fricción por lo que hay necesidad de ubicar los pasadores para la transferencia de carga.

Las juntas de expansión se proyectaban hace unos años más próximas entre si, en la actualidad es universalmente aceptado el dar la mayor separación a las juntas de expansión e incluso eliminarlas, lo anterior obedece a que son el elemento más débil de los pavimentos rígidos, es donde con más frecuencia se presenta, con la aparición de grandes cargas, el fenómeno de "Bombeo". Por otro lado al separar las juntas de dilatación y con élllo restringir la dilatación de las losas, se somete al pavimento a un estado de compresión axial. Los esfuerzos de compresión que aparecen se aprovechan para disminuir en parte las tensiones, claro esta que está disminución solamente se producirá en los períodos en que la losa tiende a dilatarse por efectos de aumento en la temperatura, siendo precisamente en éstas circunstancias cuando se originan las mayores tensiones en la losa. También ocurre que la acción de compresión mantiene cerradas las juntas transversales de contracción y las fisuras que hayan aparecido en el pavimento, hay sin embargo un peligro ante las cargas demasiado elevadas de compresión que pueden producirse, y es la posibilidad de rompimiento, que en Estados Unidos se a denominado "Blow-up", que consiste en un efecto de pandeo de la losa originado por las elevadas cargas de compresión producidas en las inmediaciones de las juntas al dejar éstas de ser efectivas,

en todo o en parte, por interposición de elementos extraños o simplemente por su exagerada separación.

Para el caso de la plataforma, se dispusieron juntas de expansión entre los diferentes tipos de pavimentos, en las cuales también se efectúa la transmisión de cargas, y por otro lado entre el pavimento de concreto y los edificios o cualquier estructura fija dentro del área de la plataforma. En la figura N° 3.1, se muestra la distribución de éstas juntas y en la figura N° 3.4, se muestran los detalles constructivos de las juntas.

Las juntas de alabeo o articulación, se refiere a cualquier junta que permita un cierto giro, sin una separación considerable entre las losas adyacentes. Su función principal es absorber los esfuerzos por alabeo. A diferencia de las juntas de expansión o contracción, se colocan barras de sujeción a través de la junta, para prevenir separaciones considerables en la junta. En efecto, una junta de este tipo actúa simplemente como una articulación, esto es, permite que las losas en su unión puedan sufrir un cierto desplazamiento angular. Las juntas a tope se convierten en juntas articuladas cuando se colocan barras de sujeción para mantener unidas las losas adyacentes.

Las juntas de construcción, se originan como consecuencia de la suspensión prolongada del colado del concreto, como al final de cada turno de trabajo, fallas en el equipo, retraso en el suministro de materiales o cuando son suspendidas las operaciones de pavimentación por cualquier motivo durante 30 minutos

o más, en la figura N° 3.5, se muestran los detalles constructivos de la junta.

Si se tiene que hacer una junta de construcción en o - cerca de una de contracción transversal se recomienda una junta del tipo a tope con varillas. Si hay que hacer una junta en el - tercio medio del intervalo normal entre juntas, deberá hacerse - con junta de llave (machiembrado) con pasajunta, lo anterior es necesario para evitar que se abra la junta en otro lugar, que - puede producir por afinidad un agrietamiento en el carril adya - cente.

Para evitar esté tipo de medida, conviene que la junta de construcción colinde con una junta transversal, siendo en es - té caso de tipo a tope con pasajunta.

PAVIMENTO TIPO II.

Se trata de un pavimento flexible, formado por una car - peta asfáltica de 0.10 m. de espesor, construida sobre una base hidráulica de 0.20 m. de espesor, compactada al 100% del peso vo - lumétrico seco máximo.

Está capa descansará sobre una capa de 0.20 m. de espe - sor, formada por una mezcla de tezontle-tepetate en proporción - 70%-30% en peso respectivamente, la cual se compactará al 95% - respecto al peso volumétrico seco máximo.

La capa subrasante se formará con tezontle con un espe - sor de 0.40 m., el cual se tenderá en una sola capa, acomodando-

la por medio de vibrado hasta lograr un peso volumétrico de 1.10 ton/m³.

En el fondo de la excavación y anterior a la subrasante se colocará una plantilla de arena de 0.10 m. de espesor.

PAVIMENTO TIPO III.

Esté tipo de pavimento también es flexible y corresponde a la zona de acotamiento de la plataforma.

El pavimento asfáltico está formado por una carpeta asfáltica de 0.05 m., de espesor, apoyada sobre una base hidráulica de 0.25 m., de espesor, misma que a su vez se apoya sobre una subrasante de espesor variable entre 1.60 y 2.30 m., formada por grava densa o pesada, por último en el fondo de la excavación y soportando a la subrasante una plantilla de arena de 0.10 m., de espesor.

En este pavimento, como además se necesita que la zona de acotamiento funcione como una faja lateral de sobrecarga, dicha subrasante debe construirse deliberadamente con materiales de alto peso volumétrico con el objeto de reducir al máximo los asentamientos diferenciales que habrán de presentarse en la zona perimetral de la plataforma. Estas franjas laterales funcionarán además como zona de transición en la orilla del pavimento de la plataforma y terreno natural.

FRANJAS CONTRA AGRIETAMIENTO.

Estas franjas tienen la función de suministrar al pavimento una protección contra la eventual generación de grietas en el terreno natural, en las inmediaciones del mismo.

La estructura de éstas franjas constará de una capa inferior de 0.40 m., de espesor, formada con tepetate, la cual estará cubierta por una capa de tierra vegetal de 0.20 m., de espesor, la estructura de la franja contra agrietamiento quedará alojada en una excavación en la cual se colocará inmediatamente a su ejecución una membrana impermeable (polietileno) de tal manera que el fondo y la pared exterior de la franja queden cubiertas por la misma.

En la figura N° 3.6, se muestra la estructuración gráfica de los diferentes tipos de pavimentos antes descritos, en la figura N° 3.7, se muestra la localización de la construcción de estos pavimentos, asimismo en la figura N° 3.8, se muestran cortes de la plataforma.

DRENAJE SUPERFICIAL.

Con el fin de evitar encharcamientos indeseables en la superficie del pavimento, se deberá diseñar una pendiente transversal adecuada, encauzando el agua hacia líneas de coladeras o vaguadas, comunicadas a un sistema de drenaje subterráneo, comunicado a la red de colectores generales del aeropuerto.

Por otra parte, al definir la pendiente de la superfi-

cie original de la plataforma, se deberán considerar los hundimientos diferenciales que previsiblemente ocurrirán, de tal suerte que una vez que estos se desarrollen, no se exceda apreciablemente, la pendiente normativa de 0.5%, para zonas de estacionamiento, y que, por otra parte, se cuente siempre con pendientes mínimas que conduzcan el agua hacia los puntos de captación para que no se produzcan encharcamientos. Al respecto es importante prever que en la práctica podrán ocurrir ciertas desviaciones del patrón teórico de hundimientos, que ameritarán ciertas correcciones en el sistema de captación de agua, dejando para ello una red secundaria de drenaje a donde eventualmente pudieran conducirse las aguas pluviales

Con base en los resultados obtenidos, se puede establecer conservadoramente, para fines de diseño, que las variaciones de la pendiente superficial en el interior de la plataforma, debidas a los hundimientos diferenciales producidos por el peso propio del pavimento, alcanzarán magnitudes de $\pm 0.2\%$. En cuanto a las fajas perimetrales, resulta muy aconsejable diseñar acotamientos que funcionen a manera de bermas o lastres, que favorezcan las condiciones de frontera en la orilla del pavimento.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Para la construcción de las secciones estructurales del pavimento de la plataforma de operaciones se debe seguir un

procedimiento riguroso, dado que se efectuarán excavaciones en una arcilla blanda muy sensitiva.

Un aspecto de suma importancia es la ejecución de las excavaciones para alojar las secciones típicas del pavimento, las cuales deben realizarse cuidadosamente con el fin de mantener dentro de límites admisibles los efectos perjudiciales de expansión y alteración del subsuelo.

A continuación se describe el procedimiento constructivo de pavimentación y se muestra gráficamente en las figuras N^o 3.9, 3.10, 3.11 y 3.12.

EXCAVACIONES.

Las excavaciones necesarias para la construcción de los diferentes tipos de pavimentos tendrán una profundidad que varía de 1.00 a 1.80 m., según el tipo de pavimento de que se trate. Para el pavimento tipo I, la excavación máxima será de 1.20 m., para el tipo II de 0.90 m. y para el tipo III correspondiente al acotamiento es de 1.80 m.. Como puede verse en la mayoría de los casos se efectuará la excavación por arriba del nivel frático, por lo que puede inferirse que los problemas del agua subterránea serán mínimos y podrán solucionarse con equipo de bombeo convencional, en el caso que después de haber efectuado la excavación se observará la necesidad de construir los subdrenes longitudinales, éstos se deberán colocar en las simas de la sección estructural, construyendo cárcamos de bombeo provisiona-

primeros 0.60 m. del material granular de relleno no sea mayor - al tiempo indicado.

Para la excavación de la zona de acotamiento o pavimen - to tipo III, las franjas de excavación deberán tener una anchura tal que cubra el ancho total de la franja, es decir de 13.00 m..

La excavación de franjas contiguas se podrá realizar - cuando el relleno de las franjas excavadas con anterioridad haya alcanzado cuando menos la mitad del nivel de proyecto.

No se recomienda efectuar tratamiento alguno al suelo de cimentación y por lo mismo no deberá efectuarse ninguna ac - ción de compactación a la superficie descubierta del fondo de la excavación, en el caso especial de que se detecten algunas zonas aisladas en donde la resistencia del suelo sea particularmente - baja, y se pudieran presentar baches, se efectuará la remoción - de la capa necesaria para evitar esté fenómeno, sustituyendola - con tezontle.

Con respecto al equipo de excavación recomendado, to - mando en cuenta que durante la operación produzca la menor per - turbación posible en la estructura del suelo, es la retroexcava - dora CAT-235 o similar. El cucharón de dicha retroexcavadora de - berá estar provisto de una cuchilla de filo recto para no produ - cir alteraciones en la estructura del suelo.

El material producto de la excavación deberá ser reti - rado del sitio con las precauciones necesarias para que no se de - rrame ese material sobre la sub-base, con la finalidad de evitar

les para el achique del agua, por la profundidad de los tramos - de excavación no se tendrán problemas con el manejo del agua, - sin embargo es conveniente resaltar que las excavaciones deberán mantenerse siempre en condiciones estancas y no permitir la formación de tirantes de agua que son perjudiciales para la estabilidad del fondo de la excavación.

Lo anterior se realizará canalizando el agua a los subdrenes longitudinales del proyecto o bien de ser necesario, encauzando el agua a pequeños cárcamos laterales de bombeo, colocados exprofeso. Cabe mencionar que el agua captada por los subdrenes se debe conducir a cárcamos de bombeo provisionales, los cuales se ubican en las franjas de protección contra agrietamiento. Con la finalidad de que no se profundice el dren, se recomienda que se descargue a los cárcamos a cada 300 metros.

En general se recomienda que las excavaciones para aljar las secciones estructurales de los pavimentos deberán efectuarse por etapas, atacando franjas en el sentido longitudinal - de la plataforma y alternadas en sentido perpendicular a dicha - dirección, las cuales tendrán un ancho máximo de 15.00 m., con - la finalidad de controlar las expansiones en el fondo de la excavación. La longitud de las franjas de excavación no se especifica, pero deberá ser la apropiada para disponer de frentes de trabajo adecuados, que a la vez permita no tener expuesta la superficie descubierta por más de 24 horas, de tal manera que el tiempo entre la terminación de la excavación y la colocación de los

primeros 0.60 m. del material granular de relleno no sea mayor - al tiempo indicado.

Para la excavación de la zona de acotamiento o pavimento tipo III, las franjas de excavación deberán tener una anchura tal que cubra el ancho total de la franja, es decir de 13.00 m..

La excavación de franjas contiguas se podrá realizar - cuando el relleno de las franjas excavadas con anterioridad haya alcanzado cuando menos la mitad del nivel de proyecto.

No se recomienda efectuar tratamiento alguno al suelo de cimentación y por lo mismo no deberá efectuarse ninguna acción de compactación a la superficie descubierta del fondo de la excavación, en el caso especial de que se detecten algunas zonas aisladas en donde la resistencia del suelo sea particularmente - baja, y se pudieran presentar baches, se efectuará la remoción - de la capa necesaria para evitar esté fenómeno, sustituyendola - con tezontle.

Con respecto al equipo de excavación recomendado, tomando en cuenta que durante la operación produzca la menor perturbación posible en la estructura del suelo, es la retroexcavadora CAT-235 o similar. El cucharón de dicha retroexcavadora deberá estar provisto de una cuchilla de filo recto para no producir alteraciones en la estructura del suelo.

El material producto de la excavación deberá ser retirado del sitio con las precauciones necesarias para que no se derrame ese material sobre la sub-base, con la finalidad de evitar

que se contamine. El producto de las excavaciones se deberá acarrear, depositandolo en el sitio de tiro ubicado a 550.00 metros desviación izquierda del km. 2+200 del cadenamiento de la pista 061-24D, o bién en el sitio indicado por la Secretaria.

Una vez que se tenga terminada la excavación al nivel de proyecto, en un tramo determinado, se procederá a la colocación de los materiales de relleno de acuerdo a la estructuración del tipo de pavimento.

PLANTA DE DISTRIBUCION Y LOCALIZACION DE JUNTAS

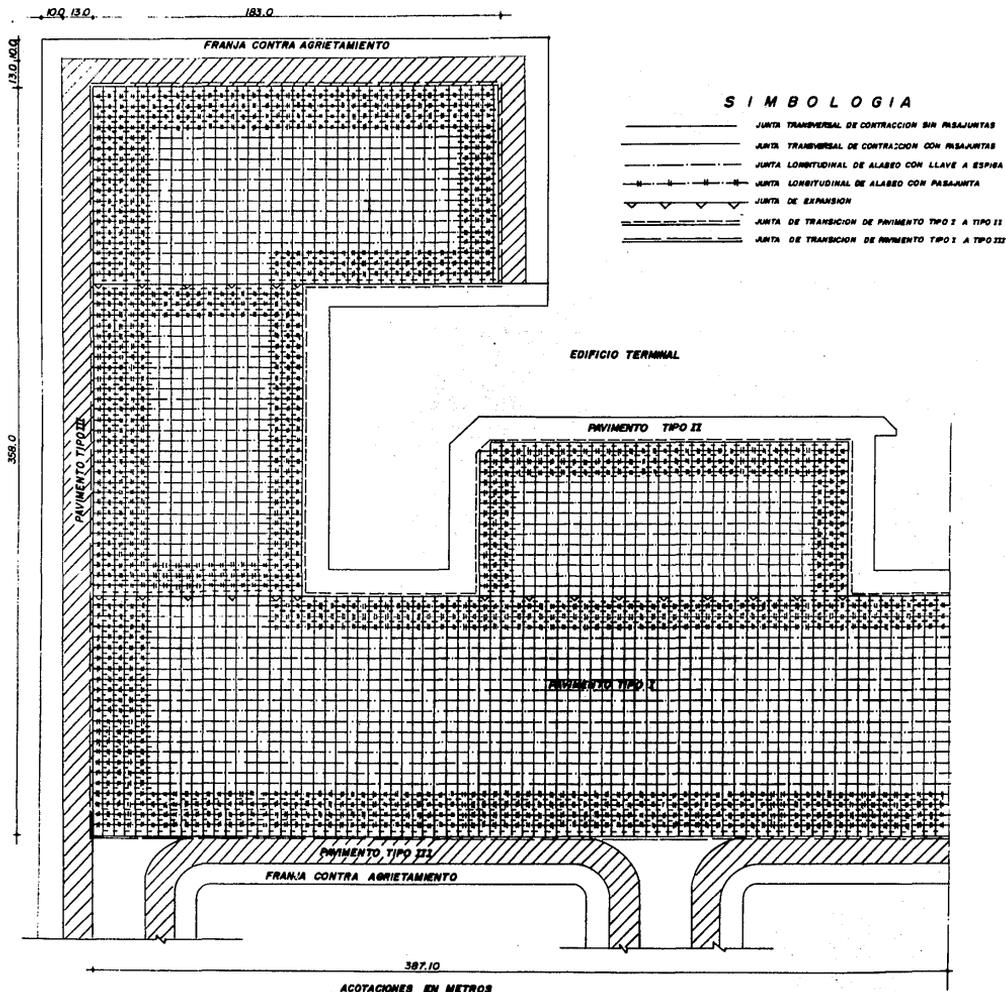
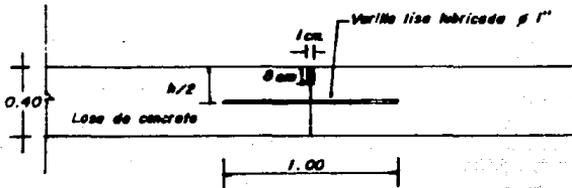


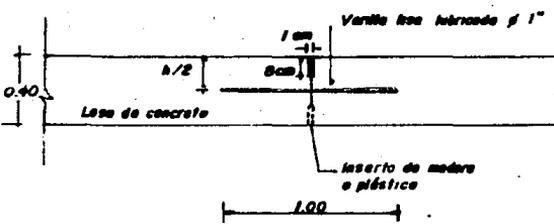
FIGURA 3-1

FIGURA 3.2

JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCION



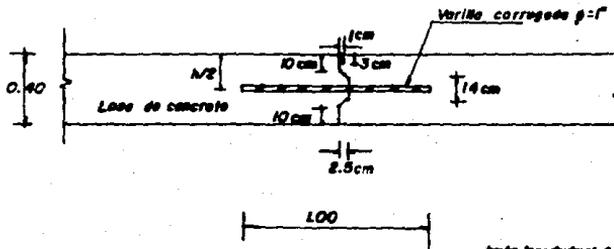
- a) Junta de construcción (Ø 5 m. en el sentido transversal) con pasadores de varilla lisa o Ø-40 m. únicamente cerca de los bordes libres del pavimento y de las juntas de expansión según se indica en la planta de distribución de juntas.



- b) Junta de construcción con inserto.

FIGURA 3.3

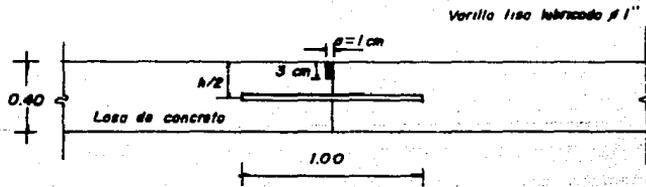
JUNTA LONGITUDINAL DE ALABEO



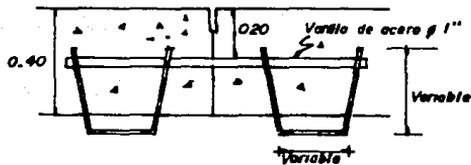
Junta longitudinal de alabeo a 5 m en el centro longitudinal, con presencia de varilla corrugada empotrada en ambos extremos a 0.10 m únicamente dentro de la zona de tráfico canalizado, según se muestra en la planta de distribución de juntas.

FIGURA 3.5

JUNTA DE CONSTRUCCION.



DETALLE DE MONTURAS O SILLETAS



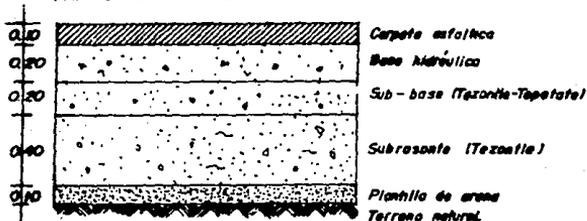
Monturas o siletas de alambres de $\frac{1}{8}$ " para colocaci3n de pasajuntas.

El empotramiento de las siletas debe ser el necesario para garantizar que estas no se desplacen durante el colado del concreto.

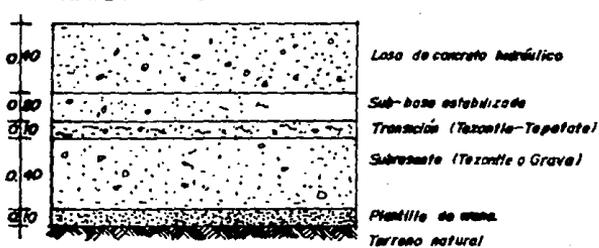
- EL LIMITE DE FLUENCIA MINIMO DEL ACERO DE LOS PASAJUNTAS DEBERA SER $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$

FIGURA 3.6

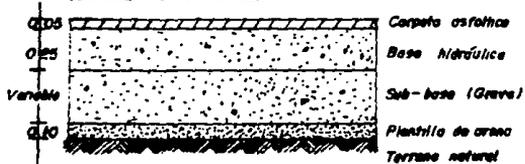
PAVIMENTO TIPO II



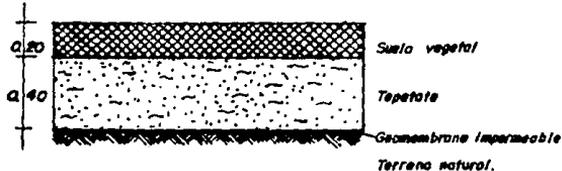
PAVIMENTO TIPO I



PAVIMENTO TIPO III



FRANJA CONTRA AGRIETAMIENTO



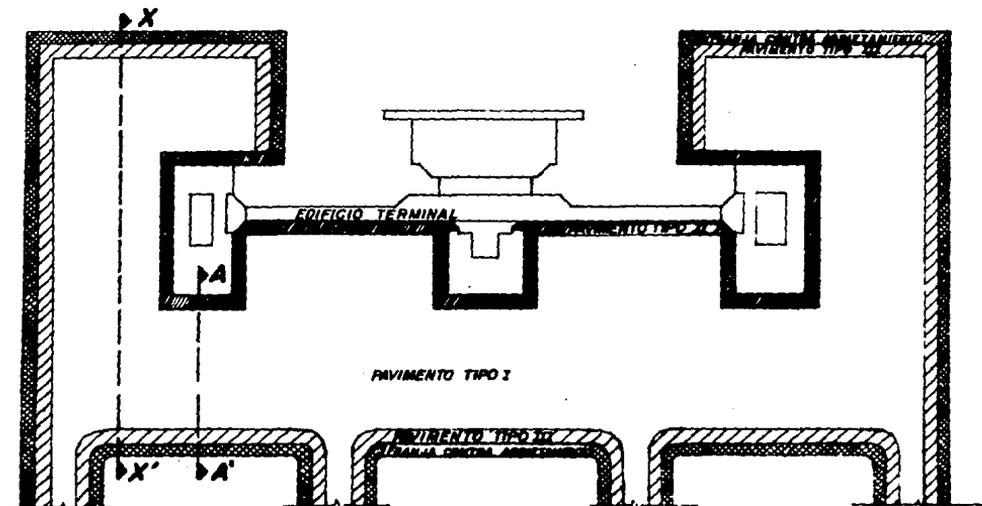


FIGURA 3.7
PLATAFORMA

CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LOS PAVIMENTOS

- 1- **PAVIMENTO TIPO I.**
PAVIMENTO RÍGIDO A BASE DE LOSAS DE CONCRETO HIDRAULICO SIMPLE EN EL AREA DE PLATAFORMA DE OPERACION (ZONA DE ESTACIONAMIENTO Y CIRCULACION DE LAS AERONAVES.)
- 2- **PAVIMENTO TIPO II**
PAVIMENTO FLEXIBLE (ASFALTICO) EN AREAS SUJETAS ÚNICAMENTE A TRANSITO DE VEHICULOS TERRESTRES DE CARGA Y SERVICIOS.
- 3- **PAVIMENTO TIPO III**
PAVIMENTO FLEXIBLE (ASFALTICO) EN LA ZONA DE ACOTAMIENTO DE LA PLATAFORMA DE OPERACION; RESULTA SER LA PROLONGACION DEL ACOTAMIENTO DE LAS CALLES DE RODAJE.
- 4- **FRANJA CONTRA AGRIETAMIENTO**
ZONA PARA EVITAR FUERTES VARIACIONES DEL CONTENIDO DE AGUA EN LAS FRONTERAS DEL AREA PAVIMENTADA Y TERRENO NATURAL.

FIGURA 3.8
CORTES DE LA SECCION ESTRUCTURAL DE LA PLATAFORMA.

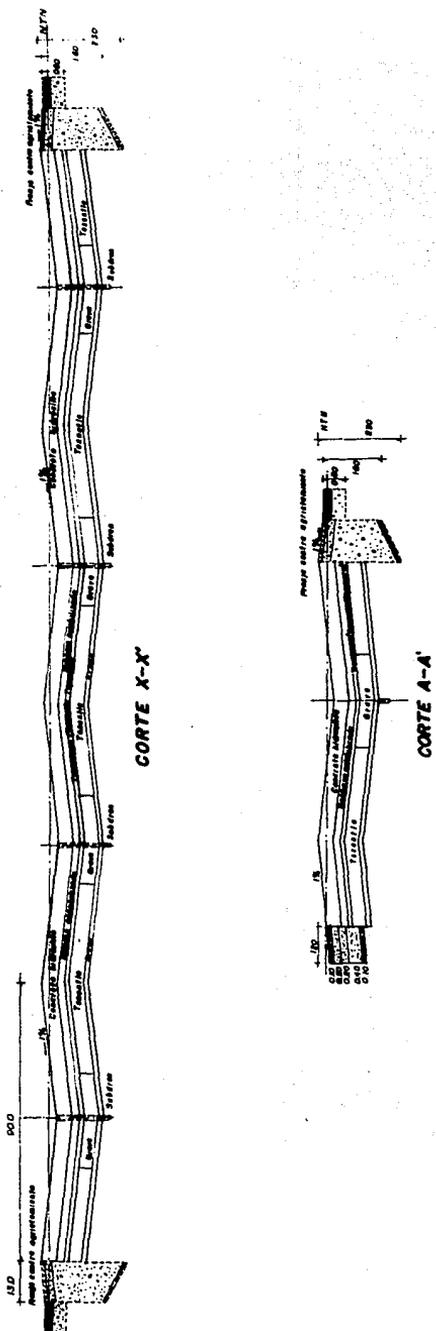


FIGURA 3.9

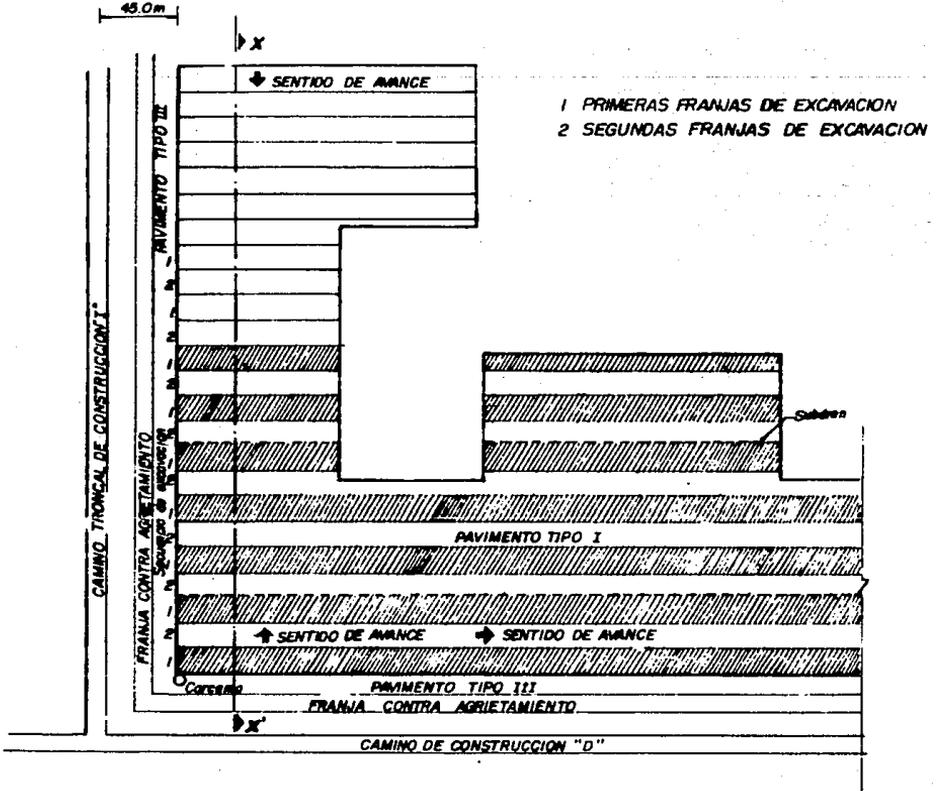
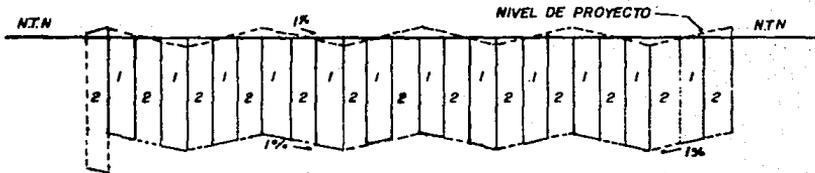
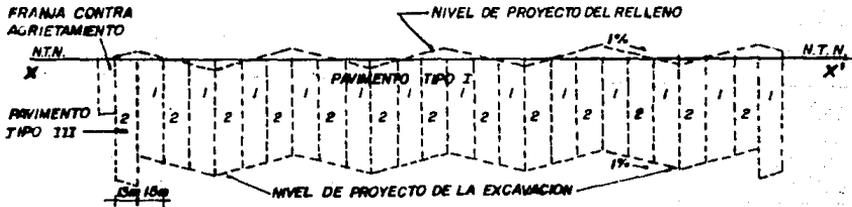


FIGURA 3.10



EXCAVACION DE LAS PRIMERAS FRANJAS.

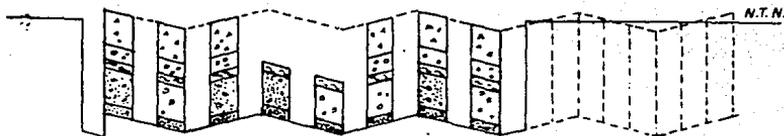
- o FRANJAS DE EXCAVACION CON ANCHO MAXIMO DE 15 m. LLEVADAS A CABO EN FORMA ALTERNADA.
- o EXCAVACION DE FRANJAS CONTIGUAS ESTA CONDICIONADA AL RELLENO CUANDO MENOS A LA MITAD DEL NIVEL DEFINITIVO DE LA PRECEDENTE.
- o LONGITUD DE FRANJAS DE EXCAVACION CONDICIONADAS A NO TENER EXPUESTA LA SUPERFICIE DESCUBIERTA POR MAS DE 24 horas SIN HABER COLOCADO AL MENOS 0.30 m DE RELLENO

FIGURA N° 3.11



RELLENO DE LAS PRIMERAS FRANJAS DE EXCAVACION.

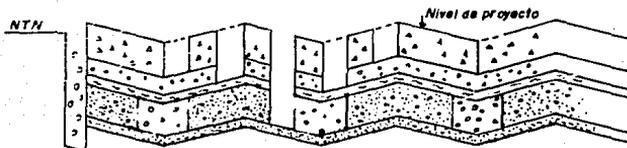
- o UNA VEZ TERMINADA LA EXCAVACION DEL NIVEL DE PROYECTO EN UN TRAMO DETERMINADO SE PROCEDERA DE INMEDIATO A LA COLOCACION DE LOS MATERIALES DE ACUERDO A LA ESTRUCTURACION DE LOS TRES TIPOS DE PAVIMENTOS.
- o EL RELLENO SE COLOCARA DE FORMA CONTINUA HASTA ALCANZAR LOS NIVELES DE PROYECTO



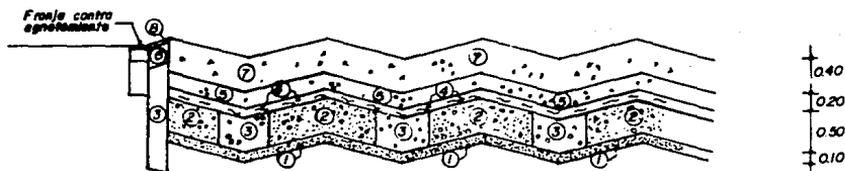
EXCAVACION DE LAS SEGUNDAS FRANJAS

- o CUANDO EL RELLENO DE LAS PRIMERAS FRANJAS ALCANCE POR LO MENOS LA MITAD DEL NIVEL DE PROYECTO.

FIGURA N° 3.12



RELLENO DE LAS SEGUNDAS FRANJAS DE EXCAVACION.
EL RELLENO DEBERA EFECTUARSE EN FORMA CONTINUA



**TERMINACION DEL RELLENO DE LA PLATAFORMA DE
OPERACION TERRESTRE**

- ① PLANTILLA DE ARENA 10 cm. DE ESPESOR COLOCADA EN UNA SOLA CAPA
- ② SUBBASE DE TEZONTLE DE 40 cm DE ESPESOR ACOMODADO EN UNA CAPA DE 40 cm. CON RODILLO LISO VIBRATORIO EL PESO VOLUMETRICO DEBERA EXEDER DE 1.20 t/m³
- ③ SUBBASE DE GRAVA DE 40 cm DE ESPESOR ACOMODADA EN UNA CAPA DE 40 cm CON TRACTOR CATERPILLAR D-4 O SIMILAR EL PESO VOLUMETRICO NO DEBERA SER MENOR A 1.8 t/m³
(EN PAVIMENTO TIPO III ESPESOR VARIABLE)
- ④ CAPA DE TRANSICION DE 10 cm. DE ESPESOR FORMADA POR UNA MEZCLA DE TEZONTLE-
TIPETATE
- ⑤ SUBBASE ESTABILIZADA CON CEMENTO PORTLAND DE 20 cm DE ESPESOR COMPACTADO AL
100 % DE SU PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO
- ⑥ BASE HIDRAULICA DE 25 cm DE ESPESOR FORMADA POR GRAVA COMPACTADA AL 100 % DE
SU PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO
- ⑦ LOSAS DE CONCRETO DE 40 cm DE ESPESOR Y UN MR= 40 Kg/cm A LOS 28 DIAS
- ⑧ CARPETA ASFALTICA DE 5 cm DE ESPESOR

PAVIMENTO Y JUNTAS.

PAVIMENTO.

Antes de iniciar el colado del concreto hidráulico, deberá verificarse que la sub-base cumpla con los requisitos fijados en el proyecto y estén preparadas para recibir el concreto.

La sub-base deberá tener previamente un riego de impregnación con asfalto rebajado FM-1 y antes de iniciar el colado del concreto se humedecerá uniformemente, evitando que se formen charcos.

Los moldes para la cimbra deberán ser metálicos y tener la rigidez suficiente para evitar las deformaciones debidas a la presión de la revoltura y efecto de los vibradores, la altura de éstos será igual al espesor de las losas (40 cm.), se deberán engrasar y asegurar firmemente a la superficie de la sub-base para impedir que se desplacen al colar el concreto, la remoción de la cimbra se hará por lo menos entre 12 y 48 horas después de haber terminado el colado.

El concreto fresco deberá tener un revenimiento o manejabilidad comprendido entre 2.5 y 5.0 cm.

La colocación y compactación inicial del concreto, deberá hacerse dentro de los 40 minutos siguientes a la elaboración del mismo, siempre y cuando durante esté tiempo conserve las características de plasticidad y trabajabilidad específica -

das.

Una vez elaborado el concreto, el colado de las losas se hará de la siguiente manera, el concreto se vaciará directamente del equipo de transporte, y no se dejará caer de una altura mayor de 1.50 m., se deberá distribuir a manera de lograr un avance uniforme, cubriendo toda la sección de la losa, con la cantidad de concreto suficiente para que al terminar las operaciones de colocación, se obtenga en todos los puntos de la losa el espesor requerido. El colado deberá ser continuo hasta la terminación del turno o si fuera necesario suspender el colado, éste se hará con una junta de construcción. El tiempo transcurrido entre un vaciado y el siguiente, para el mismo frente de trabajo, será como máximo de 30 minutos.

En el caso que durante los trabajos de colado lloviera, éstos deberán suspenderse, protegiéndose convenientemente las superficies del concreto fresco, para evitar deslaves y defectos en el acabado.

La compactación del concreto se hará por medio de baterías de vibradores de inmersión y vibradores de regla. El vibrado comprenderá dos etapas; la primera se hará inmediatamente después de su colocación, empleando la batería de vibradores de inmersión, el tiempo necesario para producir un concreto denso y compacto en el cual no fluya mortero, agua y aire en exceso. La segunda etapa de vibrado para el acabado superficial, se hará mediante el empleo del vibrador de regla, en este caso, la regla -

deberá ser de una longitud suficiente para cubrir el ancho de la losa, las vibraciones de ésta no deberán producir una flecha central que se refleje en la losa dejando una superficie alabeada. Además se debe procurar que el avance de la regla sea uniforme, evitando la formación de protuberancias debidas a interrupciones o cambios de velocidad. Después de está operación se correrá un escantillón que permita observar las diferencias superficiales que deberán corregirse de inmediato. Para el aplanado se usarán llanas grandes y con mango largo, que permitan su manejo desde fuera de los moldes.

El acabado superficial final en el pavimento, tendrá una textura adecuada, que se formará con algún dispositivo que produzca un rayado normal o transversal al eje, con el fin de que la superficie sea antiderrapante. Los dispositivos rayadores deberán producir un rayado en forma continua en todo el ancho de la superficie de concreto tendida. Una vez hecho el rayado, se deberá dar a la superficie un pólido adicional según sea necesario.

Las propiedades del concreto, resistencia, durabilidad, impermeabilidad y estabilidad volumétrica, mejoran con la edad, mientras las condiciones para la continua hidratación del cemento sean favorables. Al principio, la mejora es rápida, pero continua más despacio durante un período indefinido. Para producir está mejora se requieren dos condiciones que son: presencia de humedad y temperatura favorable.

La evaporación excesiva de agua en el concreto recién

colado puede retardar mucho el proceso de hidratación del cemento al principio. Por otro lado la hidratación se efectúa mucho más despacio cuando la temperatura del concreto es baja. De acuerdo con lo anterior, se infiere que el concreto deberá protegerse, de manera que no se pierda la humedad durante el principio del endurecimiento y que su temperatura se mantenga favorable para su hidratación.

Para curar el concreto de la plataforma se utilizará el siguiente procedimiento; Impedir la pérdida de humedad del concreto cubriendo la superficie herméticamente.

Por lo tanto, después de terminadas las operaciones de acabado de la superficie se procederá al curado, aplicando a la superficie expuesta una membrana impermeable que impide la evaporación del agua que contiene la masa de concreto.

La colocación de la membrana impermeable de curado deberá efectuarse cuando el concreto fresco comience a perder su brillo superficial, esta operación se efectuará aplicando a la superficie una capa gruesa consistente y uniforme de una membrana impermeable, preferentemente de color claro, que impide la evaporación del agua del concreto.

El concreto para la construcción de las losas se deberá mezclar en planta, dosificando los materiales que intervienen por peso, ya se a mencionado que la relación agua-cemento deberá ser la mínima, el revenimiento de 2.5 a 5.0 cm., en cuanto al tamaño máximo de agregado, éste no debe exceder de un tercio del espesor

de la losa.

Se recomienda el empleo de un fluidizante retardante, con agente inclusor de aire, a fin de dar mayor plasticidad y trabajabilidad al concreto, evitando así el sangrado y la segregación, se incluirá de un 3% a un 5% de aire, el fluidizante se usará en las proporciones necesarias. El aditivo deberá agregarse al concreto, disuelto en agua de mezclado, para lo cual se preparará una solución del mismo con una concentración adecuada, desechandose al término del día la solución sobrante, lavando el recipiente para evitar concentraciones no controladas en la solución por usar.

Para el transporte del concreto se utilizarán camiones de volteo, esto es posible por el revenimiento tan bajo que se tiene en la mezcla, ya que no se producirá segregación alguna.

JUNTAS.

Las juntas de contracción se construirán por el sistema de aserrado, ya que es el procedimiento que a resultado más satisfactorio.

El tiempo en que debe iniciarse el aserrado de las juntas está sujeto a variaciones amplias en cada lugar, determinandose esté tiempo de acuerdo con resultados de pruebas experimentales, que se lleven a efecto por medio de la sierra circular. Para esté objeto se debe observar que la ranura hecha en el concreto no presente desmoronamientos excesivos, el momento adecua-

do para el aserrado se puede reconocer cuando el corte provoque un ligero desmoronamiento del concreto, él cual no solo no es perjudicial sino que es conveniente, ya que constituye un parámetro para la correcta iniciación del aserrado. Por otra parte si no existe ningún desprendimiento, es señal de que el concreto a endurecido demasiado y probablemente se formen grietas adelante de la sierra, cuando esto se presente será indicador de que se está retardando el aserrado. Si éste es el caso, se suspenderá el corte de la junta que se trate, debiéndose cortar el pavimento en tramos más grandes, procediéndose a cortar las juntas intermedias, a fin de que esté defecto no vuelva a presentarse, deberá disminuirse el tiempo de aserrado.

Las juntas deberán inspeccionarse con el objeto de asegurar que el corte se haya efectuado hasta la profundidad deseada en todos los bordes.

Se removerá el concreto que se encuentre dentro de las juntas de expansión, procediéndose al curado de las superficies laterales inmediatamente después de que se hayan resanado y revisado las partes finales de las juntas. Las juntas aserradas se sellarán inmediatamente después de haber terminado el corte de las mismas, insistiéndose en que dichas juntas deben encontrarse completamente limpias y secas en el momento de rellenarse.

Como la construcción del pavimento se hará por fajas, la construcción de la faja adyacente a otra colada con anterior-

ridad, presenta serios problemas de construcción por lo que se refiere a las juntas de la segunda faja, ya que si se presenta un descenso de temperatura, después de que dicha faja haya sido colocada, la primera sufrirá contracciones abriéndose las juntas ubicadas en ella, este movimiento se transmitirá a la franja de concreto fresco a través de las varillas corrugadas y de la fricción entre las superficies laterales de contacto, incrementando los esfuerzos debidos a las contracciones de fraguado y temperatura en una cantidad tal que pueda ser suficiente para provocar un agrietamiento sin control, antes de que el concreto haya adquirido la resistencia suficiente para ser aserrado.

A fin de resolver este problema se utilizarán en las fajas intermedias juntas formadas o prefabricadas, semejantes a las utilizadas para rellenar las juntas de expansión. Estas tiras se introducen en una ranura formada mediante una barra metálica inmediatamente después de que se hayan terminado las operaciones de acabado final, la tira se coloca ligeramente abajo de la superficie del concreto, terminándose la superficie que se encuentra sobre la junta mediante el uso de una regla, esto permite que se forme la grieta precisamente abajo del inserto, ya que funciona como si fuera una ranura superficial, así mismo se formará una fina grieta arriba del inserto, la cual servirá de guía para el operador de la sierra.

El aserrado del inserto se hará mediante el uso de un disco de carborundum, ligeramente más ancho que el espesor del -

mismo, y con una profundidad de 2.0 cm. para sellar la junta. Dicho aserrado se podrá demorar, pudiendose efectuar si así conviene, hasta que se haya completado toda la pavimentación.

Cuando el ritmo del aserrado de las losas no sea compatible con el del colado de las mismas, por insuficiencia o decompostura de las sierras, se podrá construir en las losas coladas inicialmente, el tipo de junta indicado anteriormente.

Las barras lisas que se colocarán en las juntas transversales de contracción indicadas en las figuras anteriores, deberán estar apoyadas sobre monturas o silletas de alambón de 1/4" de diámetro, y éstas deben anclarse suficientemente a la sub-base a fin de evitar los desplazamientos durante el colado.

Las silletas deberán quedar completamente fijas, con el objeto de que se mantenga la barra alineada y a nivel durante el proceso de construcción. Las barras o pasajuntas lisas, deberán engrasarse uniformemente con un aceite mineral, con el objeto de evitar la adherencia con el concreto, asegurando con ello el movimiento libre en la junta. Así mismo, con el fin de evitar el desplazamiento de las barras, se debe tener cierto cuidado al colocar y extender el concreto, no permitiendo al operador vaciar directamente el concreto sobre las barras.

Las varillas corrugadas en las juntas longitudinales mostradas en las figuras anteriores, deberán apoyarse también en dispositivos que permanezcan fijos, de manera que se eviten los movimientos excesivos durante el colado y compactación del con-

creto, éstas varillas deben estar perfectamente limpias, sin grasa ni óxidos.

Las cimbras de las juntas se podrán quitar cuando menos 24 horas después de que haya sido colocado el concreto, tomándose precauciones convenientes para evitar que se dañen los bordes de las juntas.

Los accesorios y materiales para relleno de juntas, deberán consistir de una mezcla de materiales que formen un producto resistente y adhesivo, capaz de sellar con efectividad las juntas del pavimento, impidiendo la infiltración de agua y materias extrañas durante los ciclos repetidos de expansión y contracción por cambios de temperatura. Así mismo no deberá fluir ni ser levantado al paso de los aviones.

Estas características deberán mantenerse para proteger las del escurrimiento del combustible de las aeronaves o de disolventes similares, así como el calor generado por las turbinas.

El material podrá ser colocado en caliente, a una consistencia tal que permita llenar completamente las juntas, sin inclusión de aire o discontinuidades.

S U B - B A S E .

Como el suelo en que se cimentará la plataforma es una arcilla muy compresible, se hace necesario incrementar su resistencia de alguna manera, a esté procedimiento de aumentar la resistencia de un suelo, o en general, modificar las características físicas de los materiales y mejorar el comportamiento de las capas, se le denomina estabilización, entre los métodos de estabilización conocidos tenemos, la estabilización por medios químicos, la cual se logra por medios estabilizantes específicos, como el cemento, cal o asfalto.

En la construcción de la plataforma, se utilizará una sub-base estabilizada con cemento Portland tipo V, ya que es uno de los métodos más utilizados y que a dado mejores resultados.

El suelo-cemento utilizado en la sub-base, se formará con un suelo matriz de grava-arenosa, ya que es el material que ofrece la mayor resistencia a la compresión simple, con los menores porcentajes de cemento.

Los proporcionamientos de cemento y agua se deberán de terminar en el laboratorio, de tal forma que el contenido de cemento, proporcione una mezcla con resistencia a la compresión simple a los 7 días no inferior a 50 kg/cm^2

El proceso de mezclado y homogeneización, deberá efectuarse en planta estacionaria, para lo cual, en términos genera-

les, la secuencia de las operaciones será la siguiente:

Mezclado de la grava y el cemento, hasta obtener una mezcla homogénea, utilizando para ello el siguiente equipo, tolvas para almacenar los agregados pétreos, silos o tanques que permitan almacenar el cemento, adecuadamente protegido de la lluvia y del polvo, dispositivos para dosificar los materiales pétreos por peso, con dispositivos que permitan ajustar fácilmente la mezcla en cualquier momento, para poder obtener la curva granulométrica de proyecto, dispositivos para dosificar el cemento así como el agua por peso, con la aproximación requerida por el proyecto, cámara de mezclado provista de rotor con espas y con espreas para añadir al material homogeneizado el agua necesaria, y finalmente una compuerta de descarga al equipo de transporte.

La planta dosificadora constituye, sin duda, el mejor sistema para el mezclado del cemento con el suelo y con el agua, cuando se utiliza ésta, es común que ésta última se añada en un 2% adicional al contenido óptimo para compensar pérdidas de manejo.

Efectuada la mezcla, se transportará en vehículos con caja metálica, cubierta con una lona para protegerla del polvo y materias extrañas.

El tendido de la mezcla se deberá efectuar con extendidora de base, de propulsión propia, con dispositivos para ajustar el espesor y el ancho de la mezcla tendida y dotada de un sistema que permita la repartición uniforme de la mezcla sin que

se presente segregación por tamaños en la misma.

Una vez extendida la sub-base estabilizada, deberá compactarse al 100% de su peso volumétrico seco máximo.

Para realizar la compactación de la sub-base, se utilizará primeramente un rodillo vibratorio del tipo Dynapac CA-25A (vibro) y se procederá a dar una pasada a todo el ancho del revestimiento, haciendolo de las orillas al centro, o sea de la pendiente más baja a la más alta, ya que las orillas más bajas de los rodillos tienen la tendencia a empujar hacia abajo, lo que puede resistir mejor el material compactado, se logra también que compactando hacia arriba, el escurrimiento del suelo desde la orilla superior, ayude a conservar la pendiente, éstas pasadas se harán desplazando la máquina el ancho total de ella, procurando borrar la huella de la pasada anterior.

Esta operación debe hacerse a una velocidad baja, para ir apretando el material lentamente, pues en muchas ocasiones se desplaza el material por estar muy flojo, a esta pasada suele llamársele "a toda máquina".

Las siguientes pasadas se deben dar en la misma forma, de las orillas al centro, desplazando la máquina un ancho igual a la mitad del ancho del rodillo, a esta pasada se la llama "a media máquina".

Después de haber realizado las pasadas necesarias con el rodillo vibratorio, se procede a dar el acabado, o cerrar la textura de la sub-base con rodillos neumáticos de 10 toneladas -

o más de peso por llanta y una presión mínima de inflado de 6.3 kg/cm².

En estas operaciones y para mantener la humedad superficial e impedir que se evapore el agua de la capa por compactar, se dan riegos superficiales de agua, las pipas tienen que ir a una velocidad tal que no se encharque el agua en la superficie, cuando el agua sea más de la necesaria, habrá que esperar el tiempo necesario para que se evapore, pues si los rodillos entran al tramo en esas condiciones, se les pega a las ruedas parte del material que se está compactando dejando una superficie irregular.

Una vez tendida y compactada la sub-base, requiere que su contenido de agua no se pierda durante un cierto tiempo, para que el cemento se hidrate adecuadamente. Para este fin se dará un riego de impregnación con asfalto rebajado FM-1 o con emulsión asfáltica de rompimiento rápido, en proporción de 1.5 lt/m² aproximadamente.

Para la aplicación del riego de impregnación, será necesario, barrer la superficie para eliminar todo el material suelto, polvo y materias extrañas que se encuentren en ella, la superficie se deberá encontrar seca, una vez cumplidos los requisitos anteriores, se aplica el riego de impregnación por medio de una petrolizadora, procurando que éste sea en las horas más calurosas del día.

La superficie impregnada deberá presentar un aspecto -

uniforme y el material asfáltico deberá estar firmemente adherido, la penetración del riego deberá ser de 5 mm. aproximadamente, si se llegarán a formar charcos de asfalto, el exceso se quitará manualmente con cepillos.

La sub-base, una vez impregnada deberá cerrarse al tránsito de vehículos, en el caso que fuera necesario abrir al tránsito alguna zona de la sub-base impregnada, ésta se cubrirá con arena.

S U B - R A S A N T E .

En el caso de la subrasante, en la plataforma se utilizarán dos tipos de ésta, una ligera y otra pesada, para el caso de la ligera tenemos que corresponde a una subrasante mejorada - de tezontle la cual será colocada en una sola capa de 0.40 m. de espesor, para extenderla se empleará el sistema punta de lanza - con un tractor caterpillar D-4 o similar.

Para el acomodo del material se utilizará un compactador del tipo dynapac CA-25A y una vez acomodado el material, el peso volumétrico del tezontle no deberá exceder de 1.10 ton/m^3 .

Una vez terminado el relleno de tezontle hasta el nivel de proyecto, se deberá proteger de inmediato con la colocación de la capa de revestimiento de 0.10 m. de espesor formada - con tezontle y tepetate en proporción de 70% y 30% respectivamente, extendiéndola con motoconformadora caterpillar 120-B o similar y compactada siguiendo el procedimiento mencionado anteriormente, con el rodillo vibratorio y el compactador de neumáticos. El grado de compactación para esta capa debe ser de 95%. Esta capa tiene como finalidad confinar el material granular de la subrasante, para lograr que la capa de sub-base estabilizada que se colocará encima pueda compactarse al grado especificado.

Subrasante pesada, será de grava, y se construirán las fajas intermedias de la sección estructural, con la forma y di-

mensiones que se indican en las figuras N° 3.9, 3.10, 3.11 y - 3.12, tendiéndose en una sola capa de 0.40 m. de espesor, colocandola con el procedimiento punta de lanza y extendiendola con un tractor caterpillar D-4 o similar.

El acomodo de cada capa se efectuará con rodillo vibratorio del tipo dynapac CA-25A, el peso volumétrico de la grava acomodada no deberá ser menor de 1.80 ton/m³.

Una vez alcanzados los niveles de proyecto, se deberá proteger de inmediato, mediante la colocación de la capa de revestimiento de 0.10 m. de espesor ya comentada para el caso de la subrasante ligera.

P L A N T I L L A .

Como ya se comento, con el objeto de proporcionar una superficie adecuada de trabajo y que además funcione como una capa antipenetración de los materiales granulares del pavimento en la arcilla, el pavimento tipo I contempla una plantilla de arena de 0.10 m. de espesor, la cual se colocará de inmediato, conforme avance la excavación de un tramo dado, para evitar que la excavación quede al descubierto, esta plantilla se tenderá en una sola capa, en forma manual, la cual se extenderá y acomodará con rastrillos planos, evitandose en todo momento transitar sobre la arcilla del fondo de la excavación.

C O N T R O L D E C A L I D A D .

Las normas más estrictas de proyecto y la construcción más ambiciosa y costosa, no bastan para garantizar la existencia de una obra útil, económica y duradera. Entre el proyecto y la obra o entre la construcción y la obra, existe toda una secuencia de pasos y criterios que es preciso garantizar para obtener un buen resultado.

Para tener un buen control, es necesario definir los puntos fundamentales y ejercer sobre ellos una vigilancia razonable y científica. El grado de perfección o cuidado con que se ejecute cada acción podrá ser diferente, en algunas, casi se admitirá la improvisación, con tal de obtener en otras la plena garantía de una calidad que conduzca a la planeada.

En las estructuras de vías terrestres, la mecánica de suelos aplicada, interviene como disciplina de apoyo para el control de calidad de la obra, puesto que los procesos que han de controlarse están regidos muy principalmente por ésta, en lo referente a terracerías y su mejoramiento.

En otras palabras el control de calidad es el proceso de verificación de cada paso ejecutado, garantizando que los trabajos realizados se adapten a especificaciones del proyecto y de construcción.

Para dar por terminada la construcción de la subrasan-

te y la sub-base, se verificarán: el alineamiento, perfil, sección, compactación, espesor y acabado, de acuerdo con lo fijado en el proyecto y las siguientes tolerancias.

	Subrasante	Sub-base
- Ancho de la sección del eje a la orilla.	+ 10 cm.	+ 10 cm.
- Nivel de la superficie.	± 1 cm.	± 1 cm.
- Pendiente transversal.	± 0.5 %	± 0.5 %
- Profundidad de las depresiones, observadas colocando una regla de (5) cinco metros de longitud, paralela y normalmente al eje.	1 cm.	1 cm.

En cuanto a espesores, la raíz cuadrada del promedio - de los cuadrados de las diferencias calculadas restando al espesor real obtenido en cada punto de prueba el espesor real promedio correspondiente a todos los puntos de prueba, siempre deberá ser igual o menor que doce céntimos (0.12) del espesor real promedio de la subrasante y la sub-base estabilizada;

$$\sqrt{(e_1 - \bar{e})^2 + (e_2 - \bar{e})^2 + \dots + (e_n - \bar{e})^2} / n \leq 0.12 \bar{e}$$

Además, el valor absoluto de la diferencia entre los - espesores real y de proyecto, correspondiente al 90% como mínimo, de las determinaciones realizadas para la subrasante y la - sub-base, siempre deberá ser igual o menor que el 20% de los es-

pesores de proyecto.

$$|e_r - e| \leq 0.2 e$$

En donde;

e = espesor de proyecto.

$e_1, e_2, \dots, e_n, e_r$ = espesores reales encontrados al efectuar los sondeos y nivelaciones.

$\bar{e} = e_1 + e_2 + \dots + e_n / n$ = espesor real promedio correspondiente a todos los puntos de prueba.

n = número de verificaciones del espesor real hechas en el tramo. la longitud de cada tramo será de 1 km. o menos con la distribución indicada en la figura N° 3.13 .

La distribución de los puntos para los sondeos, verificación y compactación, deberá ser la indicada en la figura N° 3.13 .

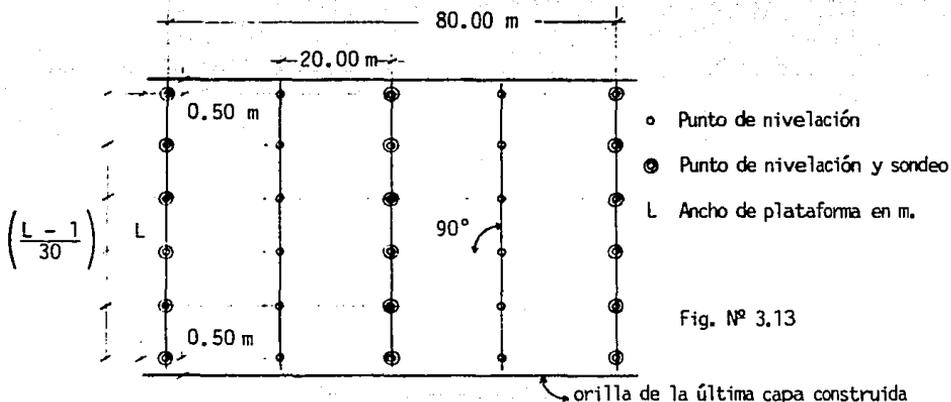


Fig. N° 3.13

Se tomará en cuenta adicionalmente lo siguiente:

Para los sondeos.- No deberá dañarse la parte contigua a los mismos.

El espesor determinado a partir de los sondeos realizados, deberá ser igual al fijado en el proyecto, con la tolerancia indicada.

Se rellenará el hueco en cada uno de los sondeos, usando el mismo tipo de material, compactándolo hasta obtener el grado fijado en el proyecto, enrasando la superficie con la original.

En las nivelaciones .- Para verificar los espesores, - se nivelará la corona o superficie terminada, utilizando nivel - fijo y comprobando la nivelación; una vez terminada la subrasante y la sub-base, se nivelará nuevamente los mismos puntos a partir de las cotas de ambos seccionamientos, en los puntos indicados se obtendrán los espesores de la subrasante y la sub-base - compactadas; estos espesores deberán ser iguales al fijado en el proyecto con las tolerancias indicadas.

En cuanto a la compactación, la medida de ésta, se da mediante el concepto "grado de compactación".

Para el caso de la plataforma, el grado de compactación en la sub-base estabilizada será del 100% de su peso volumétrico seco máximo y en la capa de revestimiento de la subrasante será de 95%.

En este caso la compactación se obtendrá mediante la -

prueba Proctor Estándar, también conocida como, Proctor (AASHO) estándar.

El equipo necesario para la prueba es el siguiente:

- Molde estándar de compactación cilíndrico de 101.60 cm. de diámetro, con extensión.
- Pisón estándar, de operación manual, de sección circular de 5.08 cm. de diámetro y con un peso de 2.50 kg. .
- Guía metálica para pisón.
- Balanza de 15.00 kg. de capacidad y sensibilidad de 5 gr..
- Balanza de laboratorio con sensibilidad de 0.1 gr..
- Horno secador.
- Regla recta metálica.
- Mallas de 2", 3/4" y Nº 4.
- Equipo diverso, como espátulas, vidrios de reloj, etc..

El procedimiento de prueba se ajustará a lo siguiente:

- Si es necesario, seque la muestra al recibirla en el laboratorio, hasta hacerla manejable, el secado puede ser al aire o con horno cuya temperatura no exceda de unos 60°C. después, disgregar el material sin romper sus partículas.

- Cribar el suelo por la malla Nº 4 (4.76 mm.) y eliminar el retenido.

- Seleccionar una muestra representativa de unos 3.00 kg.
- Determinar y registrar la tara del molde proctor, teniendo colocada su placa de base.
- Incorporar a la muestra la cantidad de agua suficiente

para obtener una mezcla ligeramente húmeda, que aún se desmorone cuando se suelte después de ser apretada en la mano, significa - que la humedad está por debajo de la óptima.

- Dividir la muestra en el número de porciones que se requiera, una por cada capa que vaya a disponerse en el molde de - 10.16 cm de diámetro (4"). El molde tendrá instalada su extensión y deberá llegarse a un espesor total compacto de unos 13 cm. Compactar cada capa con 25 golpes del pisón, distribuyendolos - uniformemente y con una altura de caída de 30.48 cm. (12"). Durante la operación el molde deberá apoyarse en una base rígida. Después de la compactación, quitar cuidadosamente la extensión - del molde y enrasar el suelo compactado con la regla metálica.

- Determinar y registrar el peso del molde, con la placa de base y el suelo compactado, a este peso se le resta la tara - del molde, determinada anteriormente y se obtiene el peso húmedo del material, este peso se divide entre el volumen del molde y - se obtiene el peso volumétrico de la masa del suelo (γ_m).

- Retirar el material del molde, sin desmoronarlo, y dividir el espécimen en dos porciones, según un plano vertical por el centro de la sección transversal. Tomar una muestra representativa de una de las caras del corte y determinar el contenido - de agua del suelo.

- Desmoronar el resto del material hasta que quede en - condiciones de pasar por la malla N° 4, lo cual se juzgará a ojo. Añadir suficiente agua para aumentar ligeramente su humedad en -

uno o dos puntos (en porcentaje) y repetir todo el procedimiento anterior.

- Repetir el procedimiento anterior con un contenido de agua en el suelo ligeramente mayor y así sucesivamente hasta obtener, por lo menos, dos puntos en la gráfica de compactación - que se situen arriba de la humedad óptima.

- Dibujar los resultados obtenidos en una gráfica que - tenga como abscisas, los diferentes contenidos de agua resultantes y como ordenadas los pesos específicos seco y de la masa.

- En lo que se refiere a usar varias veces el material - del suelo, no es recomendable ya que puede alterar la granulometría, sobre todo en arcillas muy plásticas, en las que resulta - muy difícil incorporar agua, por lo tanto deberá evitarse el reu - so del material y se preparará una nueva muestra para cada prueba de compactación, en estos casos, la humedad debe ser distinta de un espécimen a otro en dos puntos de porcentaje aproximadamen - te. Las muestras deben colocarse en recipientes cerrados, en los que permanecen doce horas antes de probarlas.

Para dar por terminada la construcción de las losas de concreto hidráulico, se verificarán el alineamiento, perfil, sección, compactación, espesor y acabado, de acuerdo con lo fijado en el proyecto y las siguientes tolerancias.

- Anchura de la superficie del eje a

- la orilla. + 1 cm.
- Niveles de la rasante. ± 0.05 cm.
- Pendiente transversal. ± 0.1 %
- Profundidad máxima de las depresiones, observadas colocando una regla metálica de (5) cinco metros en dirección paralela al eje y espaciamiento de (2) dos metros transversalmente. 0.5 cm.
- En el 80% como mínimo del número total de los espesores determinados. $e_r \geq e$
- En el 20% como máximo del número total de los espesores determinados. $e_r \geq e - 0.5 \text{ cm.}$

En donde:

e_r = espesor determinado o real.

e = espesor de proyecto.

La determinación de los espesores se hará por medio de nivelaciones y la distribución de los puntos donde se lleve a cabo ésta, se indica en la figura N° 3.13 .

En el concreto fresco, la fluidez, la suavidad o la humedad de una mezcla de concreto, está indicada por su consistencia, la cual se determina con la prueba de revenimiento. El revenimiento se mide en centímetros, un revenimiento bajo indica una consistencia rígida o seca y un revenimiento alto una consistencia blanda o húmeda.

El cono de revenimiento es de metal laminado, abierto

en ambos extremos, tiene 12 pulgadas de altura, 8 pulgadas de diámetro en su base y 4 en su parte superior.

El procedimiento para efectuar la prueba de revenimiento es el siguiente.

- Obtener una prueba representativa del concreto recién mezclado.

- Humedecer la parte interior del cono y colocarlo sobre una superficie plana, húmeda y no absorbente, ésta debe ser firme y nivelada, el cono debe mantenerse en su lugar parandose en los salientes para los pies.

- Llenar con concreto la tercera parte del cono y apisonar está capa exactamente 25 veces con una varilla apisonadora que debe ser de las siguientes características, acero estándar de 5/8 de pulgada de diámetro por 24 pulgadas de largo y con un extremo redondeado, el espesor del concreto en el cono debe ser aproximadamente de 6.5 cm..

- Colocar una segunda capa para rellenar el cono hasta sus dos terceras partes y apisonar está capa 25 veces, permitiendo que la varilla apisonadora penetre en élla pero no a través de la primera capa, apisonar uniformemente el área total, el espesor del concreto hasta ahora depositado debe ser de unos 15.50 cm..

- Sobrellenar el cono ligeramente y apisonar la capa superior 25 veces, permitiendo que la varilla penetre en ésta última pero no en la segunda capa.

- Utilizar la varilla apisonadora para raspar el exceso de concreto de la parte superior del cono removiendo el que quede alrededor.

- Levantar lentamente el cono, evitando abollar o golpear el concreto.

- Colocar el cono de revenimiento sobre una superficie próxima al concreto revenido, sin tocarlo, colocar la varilla apisonadora a través de la parte superior del cono. Medir el revenimiento, desde la parte inferior de la varilla hasta un punto que se localize sobre el centro original de la base del espécimen.

- Golpear ligeramente el concreto revenido y observar si se asienta o se desmorona, un espécimen áspero, que no pueda trabajarse tenderá a desmoronarse o segregarse cuando se golpea ligeramente con la varilla, una mezcla blanda, trabajable, se adherirá y se asentará sin romperse.

La resistencia a la compresión es una de las propiedades del concreto que se determina con facilidad.

Las muestras para ensayos de resistencia de cada tipo de concreto, deben tomarse por lo menos una vez al día o cada 100 m³ de concreto o cada 450 m² de área superficial colocada.

El procedimiento de elaboración de muestras para los ensayos de resistencia, se hace en cilindros, generalmente metálicos de las siguientes dimensiones, 6 pulgadas de diámetro por 12 de altura.

Elaboración de cilindros en campo, los moldes serán de acero, deberán estar limpios, ser herméticos y deberán engrasarse ligeramente. Antes de llenarlos se colocarán los moldes en una superficie firme, nivelada y tersa. Se llenarán hasta su tercera parte y se apisonarán exactamente 25 veces con una varilla de acero de 5/8 de pulgada de diámetro que tenga una punta semiesférica, la segunda y la tercera capa se colocarán de manera similar. Al apisonar la primera capa, la varilla no debe tocar el fondo del molde, al hacerlo en las capas subsecuentes, la varilla apenas debe penetrar en la capa de abajo. La capa superior debe contener un ligero excedente de concreto, que se enrasa con una llana de metal y la superficie del concreto debe ser perpendicular a las paredes del molde.

Si el espécimen se consolida por vibración, se deberá hacer en dos capas, utilizando un elemento vibratorio de aproximadamente una pulgada de diámetro, que se inserta tres veces en cada capa durante tres o cuatro segundos, el vibrador no debe tocar el molde y al vibrar la capa superior, el vibrador debe penetrar tan solo 2.50 centímetros en la de abajo.

Los especímenes deberán identificarse perfectamente, marcando hora, fecha, obra y localización del elemento colado.

Se deberá cubrir la parte superior de los cilindros, para evitar que se sequen rápidamente.

Los especímenes deberán colocarse inmediatamente en un lugar alejado de las actividades de la construcción, almacenados

bajo condiciones de temperatura de 16° a 27° C., protegidos del viento y del sol.

Después de 24 horas, se enviarán al laboratorio, donde se sacarán de los moldes y se almacenarán en condiciones húmedas para el curado, conservando una humedad relativa de 90% a 100% y una temperatura de 23° C. $\pm 2^\circ$, esto se hará por 3, 7 o 28 días - de edad como sea especificado, para ser ensayados.

Para transportarlos, se colocarán en cajas con aserrín o algún otro material que los proteja de golpes y vibraciones excesivas.

Puesto que los extremos de los cilindros nunca son exactamente iguales ni se encuentran en ángulo recto con respecto a su eje, es necesario prepararlos antes de colocarlos en la máquina de ensaye, esta preparación consiste en cabecear el cilindro con un material fluido, el cual forma una superficie de apoyo resistente y lisa al endurecerse.

El espécimen se coloca en el centro de la platina de la máquina de ensaye y el bloque de apoyo debe ponerse cuidadosamente en contacto con el espécimen, para ser ensayado o tronado.

También es usual obtener la resistencia a la flexión, la práctica usual consiste en probar vigas con sección transversal de 6 x 6 pulgadas, aplicando cargas en los puntos localizados en los tercios del claro, estas vigas, deben tener por lo menos 20 pulgadas de longitud.

Las vigas deben consolidarse con varilla, colocando el

concreto en dos capas y apisonando cada capa 60 veces (en longitudes de 20 pulgadas). Deben consolidarse los lados y los extremos de cada capa con una llana de metal. Si fuera necesario, vibrar el concreto, se colocará en una capa y se procederá a vibrarla. Una vez compactado, se enrasará la parte superior del espécimen con una regla y se termina con una llana de madera. No se debe trabajar demasiado la superficie, en cuanto al curado se deberá proceder de igual forma que en el caso de los cilindros.

CAPITULO IV

C O S T O S

PRECIOS UNITARIOS DE CONCEPTOS BASICOS.

El precio unitario, se define como el importe total - que debe cubrirse al contratista, por las operaciones que realiza, la herramienta y/o equipo que utiliza y los materiales que - emplea en la ejecución de las distintas partes de una obra, considerando la unidad de acuerdo con las especificaciones respectivas que se fije para efectos de medición de lo ejecutado.

El precio unitario está conformado por una serie de - factores, los cuales se clasifican en dos grupos, los de dependencia y los de consistencia.

Los de dependencia son aquellos que influyen en forma directa o indirectamente en la magnitud del precio unitario, estos factores a su vez se dividen en controlables e incontrolables.

En los controlables, su conocimiento es previo a la valuación del precio unitario y consecuentemente se puede ejercer control sobre ellos para modificar algunos de los cargos que integran el precio unitario. Los incontrolables son factores cuya posible variación durante la ejecución de las obras hace que su influencia sobre la magnitud del precio unitario no pueda controlarse con anticipación, a menos que se haga una inversión fuerte en los estudios previos necesarios para su conocimiento, y en - tal evento el porcentaje controlable está en razón directa de la

precisión de dichos estudios y consecuentemente del costo de los mismos.

Como factores controlables se tienen: El Proyecto, Especificaciones y Programas. Todos estos puntos los podemos modificar, dentro de ciertos límites, siempre y cuando no modifiquemos lo establecido con el contratante.

Como factores incontrolables se tienen: La Topografía, Geología, Clima y las condiciones legales y laborales.

Aún cuando la Topografía, la Geología, el Clima y las condiciones legales y laborales, que priven en la zona donde se ejecutará la obra, deben ser materia de estudio y análisis para determinar su influencia, el conocimiento de estos factores nunca será lo suficientemente amplio para poder determinar con precisión la influencia que tendrá en la magnitud de los precios unitarios y por lo tanto siempre habrá un cierto factor de incertidumbre que deberá considerarse en algunos de los elementos que integran un precio unitario.

Por otra parte se tienen los llamados factores de consistencia, cuya función principal es la de integrar el precio unitario de acuerdo con un ordenamiento y clasificación de los diferentes cargos, que aún, cuando pueden presentar pequeñas variantes, puede considerarse como de aceptación general.

Asimismo, dentro de este grupo se incluyen los recursos materiales necesarios para la ejecución de cada uno de los diferentes conceptos de obra, distribuidos para efecto de análisis.

sis de precios unitarios en Costos Directos, Costos Indirectos, Utilidad y Otros Cargos.

Los Costos Directos, están integrados por los recursos referentes a mano de obra, materiales, maquinaria, herramienta y/o equipo, así como aquellos que resulten necesarios para la ejecución del concepto de obra de que se trate, y que se puedan aplicar específicamente a ese concepto.

Además podemos decir que el costo directo, es el resultado de los gastos efectuados para realizar un concepto de trabajo, tomando en cuenta las especificaciones, las condiciones de trabajo y un procedimiento constructivo. Su importancia es primordial en la elaboración de un precio unitario, debido a que representa del 60% al 75% del mismo, por lo que debe tenerse cuidado en su precisión.

Costo Directo por Mano de Obra.

Es el costo del personal empleado directamente para la producción de una unidad de obra, el costo de los recursos humanos se maneja por jornal o por hora e incluye todas las prestaciones sociales y las consideraciones por tiempos inactivos, (costo real). Este costo se calcula dividiendo el costo real de ésta por jornal u hora, entre el rendimiento o producción por jornal "efectivo" u hora de unidades de obra, o bien el producto del costo real de cada unidad de tiempo por la cantidad de unida

des de tiempo requerida para terminar una unidad de obra.

El cargo de mano de obra se obtiene de la siguiente ecuación:

$$M_o = S / R , \text{ donde:}$$

S = Los salarios del personal que interviene en la ejecución del concepto de trabajo por unidad de tiempo, incluye todos los cargos y prestaciones derivados de la Ley Federal del Trabajo, de los contratos de trabajo en vigor y en su caso de la Ley del Seguro Social.

R = Es el rendimiento, es decir, el trabajo que desarrolla el personal por unidad de tiempo, medido en la misma unidad utilizada al valuar S.

Costo Directo por Materiales.

Es el correspondiente a las erogaciones necesarias para adquirir o producir todos los materiales necesarios para la correcta ejecución de la obra, estos pueden ser permanentes y/o temporales, los primeros son los que pasan a formar parte integrante de la obra, en tanto que los temporales son auxiliares y se consumen en uno o varios usos y no pasan a formar parte integrante de la obra.

El costo de los materiales debe manejarse para fines de costo directo, incluyendo la adquisición, los fletes y manio-

bras, pero excluyendo el impuesto al valor agregado (IVA), excepto en el caso de obras exentas del mismo. Los insumos o cantidades de materiales que se requieren por unidad de obra, habrán de tomar en cuenta las mermas y desperdicios que se presentan en las diferentes fases del proceso constructivo.

El cargo unitario por concepto de materiales se obtiene de la siguiente ecuación:

$$M = P_m \times C, \text{ donde:}$$

P_m = Es el precio de mercado más económico por unidad del material de que se trate, puesto en el sitio de su utilización, el precio unitario del material se integra sumando los precios de adquisición en el mercado, los acarreos, maniobras y mermas aceptables.

C = Es el consumo de materiales por unidad de concepto de trabajo, considerando adicionalmente los desperdicios.

Cuando se usen materiales producidos en la obra, la determinación del cargo unitario será motivo del análisis respectivo.

Costo Directo por Maquinaria.

Es el que se deriva por el uso correcto de la maquinaria, siendo las adecuadas y necesarias para la ejecución de la obra, conforme a lo estipulado en las especificaciones y el con-

trato.

Por las características de la actividad constructora, la maquinaria y equipo que se emplea, tiene una vida económica - relativamente baja, ya que desempeña sus funciones bajo condiciones adversas, rudas y a cielo abierto. Para considerar la maquinaria como parte del costo directo de una unidad de obra, previamente se calcula lo denominado como "Costo horario", el cual se compone de cargos fijos, consumo y de operación.

El cargo unitario por maquinaria, se expresa como el - cociente del costo horario de las máquinas, entre el rendimiento horario de dichas máquinas.

Este cargo se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$CM = HMD / RM , \text{ donde:}$$

HMD = Es el costo horario directo de la maquinaria, este costo - se integra con cargo fijo, los consumos y los salarios de - operación, calculados por hora de trabajo.

RM = Es el rendimiento horario de la máquina nueva en las condiciones específicas del trabajo a ejecutar, en las correspondientes unidades de medida.

Los cargos fijos son los correspondientes a depreciación, inversión, seguros, almacenaje y mantenimiento.

Cargo por Depreciación.

Este cargo es el que debe responder al demerito o desgaste de la máquina al trascurrir el tiempo. En ausencia de procesos inflacionarios, la sola reserva de depreciación permite reemplazar el equipo al término de su vida económica. Dicho de otra manera es aquel que resulta por la disminución del valor original de la maquinaria, como consecuencia de su uso, durante el tiempo de su vida económica, se considera una depreciación lineal, es decir que la maquinaria se deprecia una misma cantidad por unidad de tiempo.

Este cargo puede expresarse como:

$$D = (V_a - V_r) / V_e, \text{ donde:}$$

D = Depreciación.

V_a = Valor o precio de adquisición de la máquina, se considera como tal, el precio comercial de adquisición de la máquina nueva en el mercado nacional, descontando el precio de las llantas en su caso.

V_r = Valor de rescate, es decir, el valor comercial que tiene la misma al final de su vida económica.

V_e = Vida económica de la máquina, expresada en horas efectivas de trabajo, o sea el tiempo que puede mantenerse en condiciones de operar y producir trabajo en forma económica, siempre y cuando se le proporcione el mantenimiento adecuado.

Cargo por Inversión.

Es el costo del dinero o financiero, ya sea que posea o no capital para tener en propiedad una máquina. Este elemento es el de mayor importancia relativa en el cargo fijo, y en el total del costo horario, debido a las altas tasas financieras. En otras palabras, es el cargo equivalente a los intereses del capital invertido en maquinaria.

Este cargo puede expresarse como:

$$I = (V_a + V_r) i / 2H_a, \text{ donde:}$$

I = Inversión.

i = Es la tasa de interés anual en vigor, expresada como fracción.

H_a = Es el número de horas efectivas trabajadas durante un año.

Cargo por Seguros.

Es el necesario para cubrir los riesgos a que esta sujeta la maquinaria de construcción durante su vida económica, por accidentes que sufra. Este cargo existe tanto en el caso de que la maquinaria se asegure por una compañía de seguros, como en el caso de que la empresa constructora decida hacer frente, con sus propios recursos, a los posibles riesgos de la maquinaria.

Este cargo puede expresarse como:

$$S = (V_a + V_r) s / 2H_a , \text{ donde}$$

S = Seguros.

s = Es la prima anual promedio, fijada como porcentaje del valor de la máquina, expresada como fracción.

Cargo por Almacenaje.

Es el derivado de las erogaciones para cubrir la guarda y vigilancia de la maquinaria durante sus periodos de inactividad, dentro de su vida económica. Incluye todos los gastos que se realizan por este motivo como son, la renta, amortización y mantenimiento de las bodegas o patios de guarda y de la vigilancia necesaria para la maquinaria.

Este cargo puede expresarse como:

$$A = K_a \times D , \text{ donde:}$$

A = Almacenaje.

K_a = Coeficiente que será función de los costos de los locales necesarios para guardar la maquinaria, de los salarios del personal de vigilancia y el tiempo de guarda considerado.

D = Depreciación de la máquina.

Dejó de ser incluido en el costo horario para tomarse en cuenta en el costo indirecto (Reglas Generales).

Cargo por Mantenimiento Mayor y Menor.

Es el originado por todas las erogaciones necesarias para conservar la maquinaria en buenas condiciones, a efecto de que trabaje con rendimiento normal durante su vida económica.

Dentro del mantenimiento mayor, se consideran las erogaciones correspondientes a las reparaciones de la maquinaria en talleres especializados o aquellas que puedan realizarse en el campo, empleando personal especialista y que requieren retirar la maquinaria de los frentes de trabajo por un tiempo considerable. Incluye la mano de obra, repuestos y renovaciones de partes de la maquinaria, así como otros materiales necesarios.

Dentro del mantenimiento menor, se consideran todas las erogaciones necesarias para efectuar los ajustes rutinarios, reparaciones y cambios de repuestos, que se efectuarán en las propias obras, así como los cambios de líquido para mandos hidráulicos, aceite de transmisión, filtros, grasas, etc.. Incluye el personal y equipo auxiliar para realizar estas operaciones de mantenimiento, los repuestos y otros materiales que sean necesarios.

Este cargo puede expresarse como:

$$M = Q \times D, \text{ donde:}$$

M = Mantenimiento.

Q = Coeficiente que considera tanto el mantenimiento mayor como

el menor, varía según el tipo de máquina y características - de trabajo, se fija en base a experiencias estadísticas.

D = Depreciación de la máquina.

Los cargos por consumo, son los que se derivan de las erogaciones que resultan por el uso de combustibles, otros energéticos, lubricantes, bandas, mangueras, llantas y cámaras en su caso.

Cargo por Combustible.

Es el derivado de todas las erogaciones originadas por los consumos de gasolina y diesel, para que los motores produzcan la energía que utilizan al desarrollar su trabajo.

Este cargo puede expresarse como:

$E = C \times P_c$, donde:

E = Combustible.

C = Cantidad de combustible necesario, por hora efectiva de trabajo, se determina en función de la potencia del motor, del factor de operación de la máquina y de un coeficiente determinado por la experiencia, que varía de acuerdo con el combustible que se utilice.

P_c = Precio del combustible puesto en la máquina.

Para los combustibles más comunes, gasolina y diesel,

se puede auxiliar de fórmulas simples con objeto de obtener consumos aproximados.

Motor gasolina:

Consumo/hora = 0.2270 x potencia de operación (P.O.)

Motor diesel:

Consumo/hora = 0.1514 x potencia de operación (P.O.)

La potencia de operación (P.O.), resulta de afectar la potencia nominal del motor por un factor de operación que varía de 0.70 a 0.90, se considera generalmente 0.75.

Cargo por Otras Fuentes de Energía.

Cuando se utilicen otras fuentes de energía, diferentes a los combustibles señalados en el punto anterior, como la energía eléctrica, la determinación de este cargo, requerirá en cada caso de un estudio especial.

Cargo por Lubricantes.

Es el derivado de las erogaciones motivadas por el consumo y los cambios periódicos de aceites lubricantes de los motores, incluye las erogaciones necesarias para suministrarla en la máquina.

Este cargo puede expresarse como:

$L = a \times P1$, donde:

L = Lubricantes.

a = Es la cantidad de aceite necesario por hora efectiva de trabajo, de acuerdo con las operaciones medias de operación, está determinada por la capacidad del carter y los tiempos entre cambios sucesivos de aceite.

P1 = Precio por litro de los aceites lubricantes puestos en las máquinas.

La cantidad de aceite necesario por hora de trabajo se calcula por medio de las siguientes expresiones.

Máquina con potencia igual o menor de 100 H.P.:

$$a = P.O. \times 0.00307 + c / t.$$

Máquina con potencia mayor de 100 H.P.:

$$a = P.O. \times 0.00358 + c / t, \text{ donde:}$$

P.O. = Potencia de operación, se calcula igual que en el concepto anterior.

c = Capacidad del carter obtenido de manuales.

t = Tiempo transcurrido entre cada cambio de aceite expresado en horas.

Cargo por Llantas, Cámaras, Bandas y Mangueras.

Cuando algún elemento de la maquinaria se desgasta con una considerable mayor rapidez que el equipo en sí, como las llantas en los vehículos, las bandas en los grupos de trituración y las mangueras en las bombas, se calculan como cargos por

consumo, definiéndose el cargo así. Es el correspondiente al consumo por desgaste de las llantas cuando se considere esté cargo, al calcular la depreciación de la maquinaria deberá deducirse - del valor inicial de la misma, el valor de las llantas.

Este cargo puede expresarse como:

$$L1 = V11 / Hv, \text{ donde:}$$

L1 = Llantas.

V11 = Es el precio de adquisición de las llantas, considerando - el precio en el mercado nacional de llantas, nuevas y de las características indicadas por el fabricante de la máquina.

Hv = Son las horas de vida económica de las llantas, tomando en cuenta las condiciones de trabajo impuestas a las mismas, se determina de acuerdo con la experiencia, considerando los siguientes factores: velocidad máxima de trabajo, condiciones relativas del camino que transite, tales como, pendientes, - curvaturas, superficies de rodamiento, posición en la máquina, carga que soporten y clima en que se operen.

Los cargos por operación son aquellos que resultan de las erogaciones necesarias por concepto del pago de los salarios del personal encargado de la operación de la máquina, por hora - efectiva de trabajo de la misma.

Este cargo puede expresarse como:

$O = S_o / H$, donde:

O = Operación.

S_o = Son los salarios por turno del personal necesario para operar la máquina.

H = Son las horas efectivas de trabajo que se consideran para la máquina, dentro del turno.

En resumen, el costo horario de una máquina se integra sumando los cargos fijos, cargos por consumo y cargos de operación.

Costo Directo por Herramienta y/o Equipo.

Este cargo corresponde al consumo por desgaste de herramientas de mano utilizadas en la ejecución del concepto de obra.

El cargo por herramienta se obtiene de la siguiente ecuación:

$HM = K \times M_o$, donde:

HM = Herramienta.

K = Es un coeficiente cuya magnitud se fija en función del tipo de trabajo de acuerdo con la experiencia.

M_o = Es el cargo unitario por concepto de mano de obra (salario real).

Los Costos Indirectos, corresponden a los gastos generales necesarios para la ejecución de la obra, no incluidos en los costos directos, que realiza el contratista, tanto en sus oficinas centrales como en la obra y que comprenden entre otros, los gastos de organización, dirección técnica, vigilancia, supervisión, administración, financiamiento, prestaciones sociales, etc. y que incluye además los gastos correspondientes a los impuestos y utilidad por parte del contratista.

Los cargos indirectos se expresan como un porcentaje del costo directo de cada concepto de trabajo. Este porcentaje se calcula sumando los importes de los gastos generales que resulten aplicables y dividiendo el resultado de esta suma entre el costo total directo de la obra.

Indirectos de Oficina, es el cargo que corresponde a una obra por concepto de administración de oficinas centrales, es función del volumen de obra por realizar y del volumen total de obra que se realiza durante el año fiscal.

A continuación algunos de los gastos generales más frecuentes que podrán tomarse en consideración para integrar el costo indirecto y que pueden aplicarse indistintamente a la administración central o a la administración de obra, o ambas según el caso, son los siguientes:

Honorarios, sueldos y prestaciones:

Personal directivo.
Personal técnico.
Personal administrativo.
Personal en tránsito.
Cuota patronal del Seguro Social e impuesto adicional sobre remuneraciones pagadas.
Prestaciones que obliga la Ley Federal del Trabajo.
Pasajes y viáticos.

Depreciación, mantenimiento y rentas:

Edificios locales.
Locales de mantenimiento y guarda.
Bodegas.
Instalaciones generales.
Muebles y enseres.
Depreciación o renta, y operación de vehículos.

Servicios:

Consultores, asesores, servicios y laboratorios.
Estudios e investigaciones y auditorías.

Fletes y acarreos:

De campamentos.
De equipo de construcción.
De plantas y elementos para instalaciones.
De mobiliario.

Gastos de oficina:

Papelería y útiles de escritorio, mobiliario y equipo de oficina.
Correos, teléfonos, telegrafos y radio.
Situación de fondos.
Copias y duplicados.
Luz, gas y otros consumos.
Gastos de concursos.

Seguros, fianzas y financiamientos:

Primas por seguros.
Primas por fianzas.
Financiamiento.

Depreciación, mantenimiento y rentas de campamentos:

Trabajos previos y auxiliares:

Construcción y conservación de caminos de acceso.
Montajes y desmantelamiento de equipo.

Indirectos de Obra, estos varían considerablemente dependiendo del tipo de obra y de los trabajos e instalaciones provisionales requeridas, comprenden todos o varios de los siguientes conceptos.

Personal Técnico.

Esta partida se puede presentar tan desglosada como se requiera, pero cubriendo siempre los salarios, prestaciones y bonificaciones del personal técnico encargado en forma general de la obra durante el tiempo asignado a la misma, así como gastos derivados de este personal, como, gastos de traslado, cuota patronal del Seguro Social, impuestos sobre remuneraciones pagadas y prestaciones de ley.

Personal Administrativo.

Igual que el anterior, esta partida debe cubrir todos los gastos inherentes al personal administrativo asignado a la obra, todo el tiempo que permanezca en ella. De acuerdo al organigrama que la empresa determine, para la ejecución de la obra, éste se obtiene en función del programa de trabajo, las necesidades del personal para cumplir con las funciones técnicas y administrativas. Valuando las percepciones en el período en que se ejecuta la obra, se determina finalmente el porcentaje que repre

sentan estas erogaciones del costo total de la obra, con objeto de integrar el indirecto correspondiente.

Obras Provisionales.

Se refiere a los gastos en materiales y mano de obra - que deben hacerse para la construcción de caminos, campamentos, oficinas, talleres, bodegas, almacenes y demás trabajos provisionales que se requieran, descontando el valor de rescate que pudiera tener alguna de estas instalaciones. La construcción de - los caminos que se requieran para la obtención de materiales que se empleen, quedarán incluidas dentro del indirecto correspondiente y serán todos aquellos que se tengan que construir para - obtener y transportar los materiales, productos de banco de préstamo. Dependiendo de la localización y necesidades de la obra, - para concentrar a determinada cantidad de personal, se determinan y proyectan las características del campamento para alojar al citado personal. Conocidas las necesidades antes señaladas, - se valúan las instalaciones, determinando los gastos de conservación que pudieran tenerse, con este resultado se obtiene el porcentaje correspondiente en relación al costo directo de la obra.

Servicios Provisionales.

Los gastos a realizar en la obra para tener los servicios provisionales, tales como, energía, agua, drenaje y aire, - comprenden no solamente los iniciales de construcción de las re-

des respectivas, sino también los gastos de contratación y consumo, y las de ampliación, modificación y mantenimiento de las instalaciones primarias.

Equipo de Transporte y Traslado.

Este concepto del indirecto, se determina tomando en consideración la distancia desde el sitio en que se encuentra el personal al de la obra, considerando que habite en campamento o en un poblado. La partida de traslado de equipo, varía entre límites muy amplios, dependiendo de la localización de la obra, si se envía el equipo de un almacén o de otra obra donde se considerarán gastos de salida del mismo, tipo de maquinaria por emplearse, asimismo la partida para armado y desmantelamiento de equipo, ésta puede ser nula cuando se emplea maquinaria que no requiere desarmarse para su traslado. También quedan incluidos dentro de este mismo cargo del indirecto, los equipos de transporte correspondientes a las camionetas y vehículos que se requieran. Una vez valuados los cargos anteriores y expresados en función del costo directo, se determina el porcentaje correspondiente con objeto de integrar el indirecto de obra.

Operación de la Oficina de Construcción.

La mejor forma de obtener los costos de operación de la oficina de construcción, es enlistar todos los conceptos que deben intervenir y valorizarlos de acuerdo con el tipo de obra y

experiencia, tomando en cuenta la duración de la obra. Resulta - difícil hacer una lista completa, pero los renglones más comunes son los gastos de adquisición, traslado, depreciación y mantenimiento de equipo de oficina, papelería, útiles, teléfono, correo, telégrafo, pasajes, publicidad, gastos de representación, fotografías, etc..

Seguros y Fianzas.

Los seguros son aquellos que se valúan en función de - las primas que haya que liquidar para cubrir un riesgo determina - do, ya sea por transporte de equipo o bién por riesgos de otra - índole, como pudieran ser las posibilidades de incendio o des - trucción de las instalaciones que se construyan en la obra. Las fianzas son aquellas que se deben cubrir a efecto de garantizar el cumplimiento del contrato. La valorización de estos cargos se rá de base para la determinación del porcentaje del indirecto co rrespondiente a este renglón, siguiendo el criterio establecido anteriormente en función del costo total de la obra.

Contingencias e Imprevistos.

Las contingencias que se deben valorizar, son los re - trasos y bajas eficiencias provocados por agentes de la naturale za y que no pueden justificarse plenamente para su cobro. El mon to de los imprevistos a considerar, dependerá de la habilidad de los analistas que preparen las ofertas, el tipo de obra y funda -

mentalmente de lo precisas que sean las especificaciones de obra.

Impuestos.

Está parte del indirecto depende del volumen de obra - que se efectúe, así como de las utilidades totales que se perciban, considerandose en el indirecto el porcentaje de impuestos - que las leyes marquen para el caso particular de la industria de la construcción. Cabe aclarar que el porcentaje de impuestos es variable y depende del criterio de las autoridades en el desarrollo económico del país, los cuales modifican este porcentaje, de acuerdo con las necesidades del desarrollo económico.

Financiamiento.

Para determinar el estudio de los costos indirectos en un presupuesto de construcción, se deben tener precisos los costos directos y los indirectos mencionados anteriormente, así como el programa de ingresos y egresos que permita calcular el costo total del financiamiento requerido. El financiamiento es muy variable, pues puede llegar a ser nulo, cuando se recibe un anticipo adecuado y los pagos se efectúan puntualmente, o en su defecto este elemento del indirecto, estará representado por el - porcentaje de interés que el capital debe producir dentro del período en que se invierte al que se recuperará la inversión, o - sea desde el momento en que se envía a la obra para cubrir erogaciones, hasta el momento del cobro posterior a la estimación de

los trabajos que se efectuarón financiados por ese capital.

Utilidad.

La utilidad sobre el capital que se debe recibir por la realización de un trabajo determinado, es un porcentaje tal que depende de varios factores, tales como, abundancia o escasez de trabajo, revolencia del capital, teniendo un valor similar al interés que se podría obtener al efectuar otro tipo de inversión como, pagares con rendimiento liquidable al vencimiento, pe trobonos o certificados de la tesoreria (CETES).

Es determinante para fijar el porcentaje de utilidad sobre la obra ejecutada, la revolencia del capital, por que al aumentar el número de veces que se invierte el dinero, mayor utilidad sobre el capital producira. Tomando en consideración lo antes señalado, se podrá fijar el porcentaje de utilidad sobre la obra ejecutada que se considere se debe ganar al realizar el trabajo, tomando en cuenta el aspecto fiscal, ya que por principio la utilidad debe ser libre.

En otras palabras la utilidad sobre la obra ejecutada queda representada por un porcentaje sobre la suma de los cargos directos y los cargos indirectos del concepto de trabajo, quedan do incluido dentro de este cargo el impuesto sobre la renta que por ley debe pagar el contratista.

Cargos Adicionales.

Son las erogaciones que se realizan por estipularse expresamente en el contrato de obra como obligaciones adicionales, así como los impuestos y derechos locales y federales que se causen con motivo de la ejecución de los trabajos y que no están comprendidos dentro de los cargos directos ni en los indirectos, ni en la utilidad. Los impuestos y cargos adicionales se expresarán porcentualmente sobre la suma de los cargos directos, indirectos y utilidad. Todo lo antes mencionado, referente a los componentes del costo indirecto deben considerarse al hacer un desglose del factor de indirectos.

Cálculo del factor para obtener el salario real, aplicado al salario base.

Como se mencionó anteriormente, el costo real considera en primer término los tiempos inactivos, ya que los rendimientos de la mano de obra se calculan para tiempos efectivos de trabajo, por lo cual tenemos que, tanto la Ley Federal del Trabajo, como la costumbre y el medio ambiente reducen el tiempo efectivo de trabajo, una de las formas de valorar esta incidencia es la siguiente:

- Para trabajos que se desempeñan en forma ordinaria, con descanso semanal en Domingo y sus tiempos extraordinarios.
- Incremento debido a la Ley Federal del Trabajo.

Número de días no laborables al año.

Domingos	52.00	Art. 69
Días festivos	7.17	Art. 74
Vacaciones	6.00	Art. 76
Días de costumbre	8.00	
Permiso y enfermedad	3.00	
* Mal tiempo (lluvia)	<u>20.00</u>	
Total	96.17	

Días trabajados en el año.

$$365.00 - 96.17 = 268.83$$

Días que se pagan por año.

$\frac{3 \times 365.00 + 366 \text{ (bisiesto)}}{4} =$	365.25	
Aguinaldo	15.00	Art. 87
Prima vacacional	<u>1.50</u>	Art. 80
	381.75	

* Depende de la zona donde se encuentre la obra.

El incremento que se debe aplicar debido a la Ley Federal del Trabajo es el siguiente:

$$\frac{381.75}{268.83} = 1.420042$$

- Incremento debido al Instituto Mexicano del Seguro Social.

a) Días que se pagan al año con cargo al I.M.S.S. son 365.00

$$\text{Factor} = \frac{365.00}{268.83} = 1.357735$$

El Seguro Social fija los siguientes porcentajes para este factor:

19.6875 % para salario mínimo.

15.9375 % para salario mayor al mínimo.

De donde:

$$135.7735 \times 0.196875 = 26.7304 \text{ para salario mínimo.}$$

$$135.7735 \times 0.159375 = 21.6389 \text{ para salario mayor al mínimo.}$$

b) Cargo por Guarderías (1%).

$$135.7735 \times 0.01 = 1.3577$$

- Incremento debido al impuesto sobre remuneraciones pagadas (1%).

$$135.7735 \times 0.01 = 1.3577$$

- Incremento debido a cuotas sindicales, según contratos celebrados (1%).

$$135.7735 \times 0.01 = 1.3577$$

Resumen.

Si nuestro salario base es igual a 100.00 tenemos:

Concepto	Sal. Mín.	Sal. Mayor Mín.
Salario Nominal.	100.00	100.00
Incr. por Ley Federal del Trabajo.	42.00	42.00
Incr. por Seguro Social.	26.73	21.64
Incr. por Guarderías.	1.36	1.36
Incr. sobre Remuneraciones pagadas.	1.36	1.36
Incr. por Cuotas Sindicales.	<u>1.36</u>	<u>1.36</u>
Total.	172.81	167.72

Los salarios base deberán afectarse por los siguientes

factores para obtener el salario real.

Para Salario Mínimo: 1.7281

Para Salario Mayor al Mínimo: 1.6772

En lo que se refiere a los precios utilizados tanto para materiales como maquinaria, así como los salarios, corresponden al primer trimestre del año 1987.

TABULADOR DE SALARIOS.

Categoría	Salario Base	F. S. R.	Salario Real
Peón	\$ 3,050.00	1.7281	\$ 5,270.71
Ayudante	3,655.00	1.6772	6,130.17
Cabo	5,850.00	1.6772	9,811.62
Of. Albañil de 1ª	4,689.00	1.6772	7,864.39
Of. Albañil de 2ª	4,455.00	1.6772	7,471.93
Chofer	5,539.00	1.6772	9,290.01
Op. de Planta de 1ª	4,984.00	1.6772	8,359.16
Op. de Planta de 2ª	3,693.00	1.6772	6,193.90
Op. Equipo menor	4,431.00	1.6772	7,431.67
Op. Equipo medio	5,534.00	1.6772	9,281.62
Op. Equipo mayor	6,647.00	1.6772	11,148.35

INTEGRACION DE CUADRILLAS.

Cuadrilla N^o 1

1 peón	\$ 5,270.71	\$ 5,270.71
0.10 cabo	9,811.62	<u>981.16</u>
		\$ 6,251.87

Cuadrilla N^o 2

10 peón	\$ 5,270.71	\$ 52,707.10
0.20 cabo	9,811.62	<u>1,962.32</u>
		\$ 54,669.42

Cuadrilla N^o 3

1 peón	\$ 5,270.71	\$ 5,270.71
1 albañil	7,864.39	7,864.39
1 ayudante	6,130.17	6,130.17
0.5 cabo	9,811.62	<u>4,905.81</u>
		\$ 24,171.08

RELACION DE COSTOS HORARIOS.

Retroexcavadora CAT-235.	\$ 121,039.20 / hr.
Tractor CAT-D4.	30,736.40 / hr.
Planta Mezcladora Midland.	42,097.38 / hr.
Cargador CAT-930.	40,408.39 / hr.
Motoconformadora Compacto CM-14.	35,408.90 / hr.
Compactador Vibratorio Dynapac CA-25A.	31,887.95 / hr.
Compactador Neumático Muller AP-26.	27,553.27 / hr.
Barredora Frontal de 1.83 m. de Ancho.	1,378.16 / hr.
Tractor Sidenta de 60 HP.	8,278.11 / hr.
Petrolizadora Seaman Gunninson de 10,000 lts.	40,975.51 / hr.
Planta Dosificadora de Concreto Hidráulico MIPS-50.	48,192.38 / hr.
Colocadora de Concreto RAHCO HT-48C.	233,317.37 / hr.
Vibrador para Concreto MECSA 4 HP.	1,703.41 / hr.
Vibrador de Regla para Concreto.	2,751.89 / hr.
Bomba Centrifuga MECSA de 4" x 4".	1,932.65 / hr.
Generador Eléctrico CAT-3412.	21,505.40 / hr.

RETROEXCAVADORA CAT-235

DATOS GENERALES:

Valor de adquisición:	\$ 389'250,000.00	(Va)
Horas efectivas por año:	2,000 hrs.	(Ha)
Vida económica:	10,000 hrs.	(Ve)
Valor de rescate 20%:	\$ 77'850,000.00	(Vr)
Tasa de interés:	55%	(i)
Tasa de seguros:	3%	(s)
Almacenaje:	1%	(Ka)
Mantenimiento:	50%	(Q)

CARGOS:

Depreciación:	$D = (Va - Vr) / Ve$;	\$ 31,140.00
Inversión:	$I = (Va + Vr) i / 2Ha$;	64,226.25
Seguros:	$S = (Va + Vr) s / 2Ha$;	3,503.25
Almacenaje:	$A = Ka \times D$;	311.40
Mantenimiento:	$M = Q \times D$;	15,570.00

Suma Cargos Fijos: \$ 114,750.90

Combustible: diesel; 33.20 lts/hr x \$ 121.74 ; \$ 4,041.77

Lubricantes: aceite brio n.; 0.94 lts/hr x \$ 695.65 ; 653.91

Suma Cargos Consumo: \$ 4,695.68

Operador equipo mayor: \$ 11,148.35 / 7 hrs. ; \$ 1,592.62

Suma Cargos Operación: \$ 1,592.62

Costo Total Hora Máquina: \$ 121,039.20

TRACTOR CAT-D4

DATOS GENERALES:

Valor de adquisición:	\$ 85'700,000.00	(Va)
Horas efectivas por año:	2,000 hrs.	(Ha)
Vida económica:	10,000 hrs.	(Ve)
Valor de rescate 20%:	\$ 17'140,000.00	(Vr)
Tasa de interés:	55%	(i)
Tasa de seguros:	3%	(s)
Almacenaje:	1%	(Ka)
Mantenimiento:	80%	(Q)

CARGOS:

Depreciación:	$D = (Va - Vr) / Ve$;	\$ 6,856.00
Inversión:	$I = (Va + Vr) i / 2Ha$;	14,140.50
Seguros:	$S = (Va + Vr) s / 2Ha$;	771.30
Almacenaje:	$A = Ka \times D$;	68.56
Mantenimiento:	$M = Q \times D$;	5,484.80
Suma Cargos Fijos:		\$ 27,321.16
Combustible: diesel;	13.20 lts/hr x \$ 121.74 ;	\$ 1,606.97
Lubricantes: aceite brio n.;	0.31 lts/hr x \$ 695.65 ;	215.65
Suma Cargos Consumo:		\$ 1,822.62
Operador equipo mayor:	\$ 11,148.35 / 7 hrs. ;	\$ 1,592.62
Suma Cargos Operación:		\$ 1,592.62
Costo Total Hora Máquina:		<u>\$ 30,736.40</u>

PLANTA MEZCLADORA MIDLAND

DATOS GENERALES:

Valor de adquisición:	\$ 110'000,000.00	(Va)
Horas efectivas por año:	2,000 hrs.	(Ha)
Vida económica:	12,000 hrs.	(Ve)
Valor de rescate 20%:	\$ 22'000,000.00	(Vr)
Tasa de interés:	55%	(i)
Tasa de seguros:	3%	(s)
Almacenaje:	1%	(Ka)
Mantenimiento:	90%	(Q)

CARGOS:

Depreciación:	$D = (Va - Vr) / Ve ;$	\$ 7,333.33
Inversión:	$I = (Va + Vr) i / 2Ha ;$	18,150.00
Seguros:	$S = (Va + Vr) s / 2Ha ;$	990.00
Almacenaje:	$A = Ka \times D ;$	73.33
Mantenimiento:	$M = Q \times D ;$	6,600.00
Suma Cargos Fijos:		\$ 33,146.66
Generador eléctrico CAT-3412: 0.20 hr x \$ 21,505.40 ;		\$ 4,301.08
Suma Cargos Consumo:		\$ 4,301.08
Operador planta 2ª y 5 peones:	\$ 32,547.45 / 7 hrs. ;	\$ 4,649.64
Suma Cargos Operación:		\$ 4,649.64
Costo Total Hora Máquina:		<u>\$ 42,097.38</u>

CARGADOR CAT-930

DATOS GENERALES:

Valor de adquisición:	\$ 105'000,000.00	(Va)
Horas efectivas por año:	2,000 hrs.	(Ha)
Vida económica:	10,000 hrs.	(Ve)
Valor de rescate 20%:	\$ 21'000,000.00	(Vr)
Tasa de interés:	55%	(i)
Tasa de seguros:	3%	(s)
Almacenaje:	1%	(Ka)
Mantenimiento:	85%	(Q)

CARGOS:

Depreciación:	$D = (Va - Vr) / Ve$;	\$ 8,400.00
Inversión:	$I = (Va + Vr) / i / 2Ha$;	17,325.00
Seguros:	$S = (Va + Vr) / s / 2Ha$;	945.00
Almacenaje:	$A = Ka \times D$;	84.00
Mantenimiento:	$M = Q \times D$;	7,140.00
Suma Cargos Fijos:		\$ 33,894.00
Combustible: diesel;	25.50 lts/hr x \$ 121.74 ;	\$ 3,104.37
Lubricantes: aceite brio n.;	0.50 lts/hr x \$ 695.65 ;	347.83
aceite hid. y grasas;	0.20 x \$ 347.83 ;	69.57
Llantas: 4(20.5 x 25)(12);	\$ 2'800,000.00/2,000 ;	1,400.00
Suma Cargos Consumo:		\$ 4,921.77
Operador equipo mayor:	\$ 11,148.35 / 7 hrs. ;	\$ 1,592.62
Suma Cargos Operación:		\$ 1,592.62
Costo Total Hora Máquina:		<u>\$ 40,408.39</u>

MOTOCONFORMADORA COMPACTO CM-14

DATOS GENERALES:

Valor de adquisición:	\$ 94'500,000.00	(Va)
Horas efectivas por año:	1,750 hrs.	(Ha)
Vida económica:	10,500 hrs.	(Ve)
Valor de rescate 20%:	\$ 18'900,000.00	(Vr)
Tasa de interés:	55%	(i)
Tasa de seguros:	3%	(s)
Almacenaje:	1%	(Ka)
Mantenimiento:	50%	(Q)

CARGOS:

Depreciación:	$D = (Va - Vr) / Ve$;	\$ 7,200.00
Inversión:	$I = (Va + Vr) i / 2Ha$;	17,820.00
Seguros:	$S = (Va + Vr) s / 2Ha$;	972.00
Almacenaje:	$A = Ka \times D$;	72.00
Mantenimiento:	$M = Q \times D$;	3,600.00
	Suma Cargos Fijos:	\$ 29,664.00
Combustible: diesel;	24.64 lts/hr x \$ 121.74 ;	\$ 2,999.67
Lubricantes: aceite brio n.;	0.55 lts/hr x \$ 695.65 ;	382.61
Llantas: 6(1300 x 25)(14)XT-2	\$ 1'540,000.00/2,000 ;	770.00
	Suma Cargos Consumo:	\$ 4,152.28
Operador equipo mayor:	\$ 11,148.35 / 7 hrs. ;	\$ 1,592.62
	Suma Cargos Operación:	\$ 1,592.62
	Costo Total Hora Máquina:	\$ <u>35,408.90</u>

COMPACTADOR VIBRATORIO DYNAPAC CA-25A

DATOS GENERALES:

Valor de adquisición:	\$ 84'300,000.00	(Va)
Horas efectivas por año:	2,000 hrs.	(Ha)
Vida económica:	10,000 hrs.	(Ve)
Valor de rescate 20%:	\$ 16'860,000.00	(Vr)
Tasa de interés:	55%	(i)
Tasa de seguros:	3%	(s)
Almacenaje:	1%	(Ka)
Mantenimiento:	90%	(Q)

CARGOS:

Depreciación:	$D = (Va - Vr) / Ve$;	\$ 6,744.00
Inversión:	$I = (Va + Vr) i / 2Ha$;	13,909.50
Seguros:	$S = (Va + Vr) s / 2Ha$;	758.70
Almacenaje:	$A = Ka \times D$;	67.44
Mantenimiento:	$M = Q \times D$;	6,069.60
Suma Cargos Fijos:		\$ 27,549.24
Combustible: diesel;	21.10 lts/hr x \$ 121.74 ;	\$ 2,532.00
Lubricantes: aceite brio n.;	0.40 lts/hr x \$ 695.65 ;	278.26
Llantas: 2(16.9 x 30)(6)	\$ 405,000.00/2,000 ;	202.50
Suma Cargos Consumo:		\$ 3,012.76
Operador equipo medio:	\$ 9,281.62 / 7 hrs. ;	\$ 1,325.95
Suma Cargos Operación:		\$ 1,325.95
Costo Total Hora Máquina:		<u>\$ 31,887.95</u>

COMPACTADOR NEUMATICO MULLER AP-26

DATOS GENERALES:

Valor de adquisición:	\$ 74'000,000.00	(Va)
Horas efectivas por año:	1,750 hrs.	(Ha)
Vida económica:	12,250 hrs.	(Ve)
Valor de rescate 20%:	\$ 14'800,000.00	(Vr)
Tasa de interés:	55%	(i)
Tasa de seguros:	3%	(s)
Almacenaje:	1%	(Ka)
Mantenimiento:	65%	(Q)

CARGOS:

Depreciación:	$D = (Va - Vr) / Ve$;	\$ 4,832.65
Inversión:	$I = (Va + Vr) / 2Ha$;	13,954.29
Seguros:	$S = (Va + Vr) / 2Ha$;	761.14
Almacenaje:	$A = Ka \times D$;	48.33
Mantenimiento:	$M = Q \times D$;	3,141.22

Suma Cargos Fijos: \$ 22,737.63

Combustible: diesel;	22.00 lts/hr x \$ 121.74 ;	\$ 2,678.28
Lubricantes: aceite brio n.;	0.25 lts/hr x \$ 695.65 ;	173.91
Llantas: 8(11 x 20)(12)	\$ 1'275,000.00/2,000 ;	637.50

Suma Cargos Consumo: \$ 3,489.69

Operador equipo medio: \$ 9,281.62 / 7 hrs. ; \$ 1,325.95

Suma Cargos Operación: \$ 1,325.95

Costo Total Hora Máquina: \$ 27,553.27

BARREDORA FRONTAL DE 1.83 m. DE ANCHO

DATOS GENERALES:

Valor de adquisición:	\$ 3'000,000.00	(Va)
Horas efectivas por año:	1,500 hrs.	(Ha)
Vida económica:	7,500 hrs.	(Ve)
Valor de rescate 20%:	\$ 600,000.00	(Vr)
Tasa de interés:	55%	(i)
Tasa de seguros:	3%	(s)
Almacenaje:	1%	(Ka)
Mantenimiento:	110%	(Q)

CARGOS:

Depreciación:	$D = (Va - Vr) / Ve$;	\$ 320.00
Inversión:	$I = (Va + Vr) i / 2Ha$;	660.00
Seguros:	$S = (Va + Vr) s / 2Ha$;	36.00
Almacenaje:	$A = Ka \times D$;	3.20
Mantenimiento:	$M = Q \times D$;	352.00
Suma Cargos Fijos:		\$ 1,371.20
Lubricantes: aceite brio n.;	0.01 lts/hr x \$ 695.65 ;	\$ 6.96
Suma Cargos Consumo:		\$ 6.96
Costo Total Hora Máquina:		<u>\$ 1,378.16</u>

TRACTOR SIDENA DE 60 HP.

DATOS GENERALES:

Valor de adquisición:	\$ 12'000,000.00	(Va)
Horas efectivas por año:	1,300 hrs.	(Ha)
Vida económica:	7,800 hrs.	(He)
Valor de rescate 20%:	\$ 2'400,000.00	(Vr)
Tasa de interés:	55%	(i)
Tasa de seguros:	3%	(s)
Almacenaje	1%	(Ka)
Mantenimiento:	95%	(Q)

CARGOS:

Depreciación:	$D = (Va - Vr) / Ve$;	\$ 1,230.77
Inversión:	$I = (Va + Vr) / 2Ha$;	3,046.15
Seguros:	$S = (Va + Vr) s / 2Ha$;	166.15
Almacenaje:	$A = Ka \times D$;	12.31
Mantenimiento:	$M = Q \times D$;	1,169.23
Suma Cargos Fijos:		\$ 5,624.61
Combustible: diesel;	7.50 lts/hr x \$ 121.74 ;	\$ 913.05
Lubricantes: aceite brio n.;	0.50 lts/hr x \$ 695.65 ;	347.83
Llantas: 2(7.5 x 16)(10)	\$ 100,000.00 / 1,500 ;	66.67
Suma Cargos Consumo:		\$ 1,327.55
Operador equipo medio:	\$ 9,281.62 / 7 hrs. ;	\$ 1,325.95
Suma Cargos Operación:		\$ 1,325.95
Costo Total Hora Máquina:		<u>\$ 8,278.11</u>

PETROLIZADORA SEAMAN GUNNINSON DE 10,000 lts. CON CAMION

DATOS GENERALES:

Valor de adquisición:	\$ 76'500,000.00	(Va)
Horas efectivas por año:	1,750 hrs.	(Ha)
Vida económica:	8,750 hrs	(Ve)
Valor de rescate 20%:	\$ 15'300,000.00	(Vr)
Tasa de interés:	55%	(i)
Tasa de seguros:	3%	(s)
Almacenaje:	1%	(Ka)
Mantenimiento:	100%	(Q)

CARGOS:

Depreciación:	$D = (Va - Vr) / Ve$;	\$ 6,994.29
Inversión:	$I = (Va + Vr) / 2Ha$;	14,425.71
Seguros:	$S = (Va + Vr) s / 2Ha$;	786.86
Almacenaje:	$A = Ka \times D$;	69.94
Mantenimiento:	$M = Q \times D$;	6,994.29
	Suma Cargos Fijos:	\$ 29,271.09
Combustible: diesel (cam.)	37.00 lts/hr x \$ 121.74 ;	\$ 4,504.38
gasolina (petro)	21.70 lts/hr x \$ 134.78 ;	2,924.73
diafano (petro)	15.00 lts/hr x \$ 62.23 ;	933.45
Lubricantes: aceite brio n.;	0.50 lts/hr x \$ 695.65 ;	347.83
aceite brio v.;	0.30 lts/hr x \$ 417.39 ;	125.22
Llantas: 6(11 x 20)(12);	\$ 960,000.00 / 2,000 ;	480.00
	Suma Cargos Consumo:	\$ 9,315.61
Operador equipo menor y Chofer de 1ª:	\$ 16,721.68 / 7 hrs. ;	\$ 2,388.81
	Suma Cargos Operación:	\$ 2,388.81
	Costo Total Hora Máquina:	<u>\$ 40,975.51</u>

PLANTA DOSIFICADORA DE CONCRETO HIDRAULICO MIPS-50

DATOS GENERALES:

Valor de adquisición:	\$ 120'000,000.00	(Va)
Horas efectivas por año:	2,000 hrs.	(Ha)
Vida económica:	12,000 hrs.	(Ve)
Valor de rescate 20%:	\$ 24'000,000.00	(Vr)
Tasa de interés:	55%	(i)
Tasa de seguros:	3%	(s)
Almacenaje:	1%	(Ka)
Mantenimiento:	90%	(Q)

CARGOS:

Depreciación:	$D = (Va - Vr) / Ve$;	\$ 8,000.00
Inversión:	$I = (Va + Vr) i / 2Ha$;	19,800.00
Seguros:	$S = (Va + Vr) s / 2Ha$;	1,080.00
Almacenaje:	$A = Ka \times D$;	80.00
Mantenimiento:	$M = Q \times D$;	7,200.00
	Suma Cargos Fijos:	\$ 36,160.00
Combustible: gasolina rev.:	3.50 lts/hr x \$ 134.78 ;	\$ 471.73
Lubricantes: aceite brto v.:	0.10 lts/hr x \$ 417.39 ;	41.74
Generador eléctrico:	0.20 hr/hr x \$ 21,505.40 ;	4,301.08
	Suma Cargos Consumo:	\$ 4,814.55
Operador planta 1ª y 8 peones:	\$ 50,524.84 / 7 hrs. :	\$ 7,217.83
	Suma Cargos Operación:	\$ 7,217.83
	Costo Total Hora Máquina:	<u>\$ 48,192.38</u>

VIBRADOR PARA CONCRETO MECSA 4 HP.

DATOS GENERALES:

Valor de adquisición:	\$	900,000.00	(Va)
Horas efectivas por año:		1,600 hrs.	(Ha)
Vida económica:		4,800 hrs.	(Ve)
Valor de rescate 20%:	\$	180,000.00	(Vr)
Tasa de interés:		55%	(i)
Tasa de seguros:		3%	(s)
Almacenaje:		1%	(Ka)
Mantenimiento:		150%	(Q)

CARGOS:

Depreciación:	$D = (Va - Vr) / Ve ;$	\$	150.00
Inversión:	$I = (Va + Vr) i / 2Ha ;$		185.63
Seguros:	$S = (Va + Vr) s / 2Ha ;$		10.13
Almacenaje:	$A = Ka \times D ;$		1.50
Mantenimiento:	$M = Q \times D ;$		225.00
		Suma Cargos Fijos:	\$ 572.26
Combustible: gasolina:	0.50 lts/hr x \$ 134.78 ;	\$	67.39
Lubricantes: aceite brio v.;	0.005 lts/hr x \$ 417.39 ;		2.09
		Suma Cargos Consumo:	\$ 69.48
Operador equipo menor:	\$ 7,431.67 / 7 hrs. ;	\$	1,061.67
		Suma Cargos Operación:	\$ 1,061.67

Costo Total Hora Máquina: \$ 1,703.41

VIBRADOR DE REGLA PARA CONCRETO

DATOS GENERALES:

Valor de adquisición:	\$ 2'000,000.00	(Va)
Horas efectivas por año:	1,500 hrs.	(Ha)
Vida económica:	4,500 Hrs.	(Ve)
Valor de rescate 20%:	\$ 400,000.00	(Vr)
Tasa de interés:	55%	(i)
Tasa de seguros:	3%	(s)
Almacenaje:	1%	(Ka)
Mantenimiento:	150%	(Q)

CARGOS:

Depreciación:	$D = (Va - Vr) / Ve$;	\$ 355.56
Inversión:	$I = (Va + Vr) i / 2Ha$;	440.00
Seguros:	$S = (Va + Vr) s / 2Ha$;	24.00
Almacenaje:	$A = Ka \times D$;	3.56
Mantenimiento:	$M = Q \times D$;	533.34

Suma Cargos Fijos: \$ 1,356.46

Combustible: gasolina; 0.50 lts/hr x \$ 134.78 ; \$ 67.39

Lubricantes: aceite brio v.; 0.005 lts/hr x \$ 417.39 ; 2.09

Suma Cargos Consumo: \$ 69.48

Operador equipo medio: \$ 9,281.62 / 7 hrs. ; \$ 1,325.95

Suma Cargos Operación: \$ 1,325.95

Costo Total Hora Máquina: \$ 2,751.89

BOMBA CENTRIFUGA MECSA DE 4" x 4"

DATOS GENERALES:

Valor de adquisición:	\$ 1'500,000.00	(Va)
Horas efectivas por año:	1,750 hrs.	(Ha)
Vida económica:	8,750 hrs.	(Ve)
Valor de rescate 20%:	\$ 300,000.00	(Vr)
Tasa de interés:	55%	(i)
Tasa de seguros:	3%	(s)
Almacenaje:	1%	(Ka)
Mantenimiento:	95%	(Q)

CARGOS:

Depreciación:	$D = (Va - Vr) / Ve ;$	\$ 137.14
Inversión:	$I = (Va + Vr) i / 2Ha ;$	282.86
Seguros:	$S = (Va + Vr) s / 2Ha ;$	15.43
Almacenaje:	$A = Ka \times D ;$	1.37
Mantenimiento:	$M = Q \times D ;$	130.28
	Suma Cargos Fijos:	\$ 567.08
Combustible: gasolina:	2.10 lts/hr x \$ 134.78 ;	\$ 283.03
Lubricantes: aceite brio v.:	0.05 lts/hr x \$ 417.39 ;	20.87
	Suma Cargos Consumo:	\$ 303.90
Operador equipo menor:	\$ 7,431.67 / 7 hrs. ;	\$ 1,061.67
	Suma Cargos Operación:	\$ 1,061.67
	Costo Total Hora Máquina:	<u>\$ 1,932.65</u>

GENERADOR ELECTRICO CAT-3412

DATOS GENERALES:

Valor de adquisición:	\$ 47'500,000.00	(Va)
Horas efectivas por año:	2,500 hrs.	(Ha)
Vida económica:	25,000 hrs.	(Ve)
Valor de rescate 20%	\$ 9'500,000.00	(Vr)
Tasa de interés:	55%	(i)
Tasa de seguros:	3%	(s)
Almacenaje:	1%	(Ka)
Mantenimiento:	25%	(Q)

CARGOS:

Depreciación:	$D = (Va - Vr) / Ve$;	\$ 1,520.00
Inversión:	$I = (Va + Vr) i / 2Ha$;	6,270.00
Seguros:	$S = (Va + Vr) s / 2Ha$;	342.00
Almacenaje:	$A = Ka \times D$;	15.20
Mantenimiento:	$M = Q \times D$;	380.00

Suma Cargos Fijos: \$ 8,527.20

Combustible: diesel: 90.00 lts/hr x \$ 121.74 ; \$ 10,956.60

Lubricantes: aceite brio n.; 1.00 lts/hr x \$ 695.65 ; 695.65

Suma Cargos Consumo: \$ 11,652.25

Operador equipo medio: \$ 9,281.62 / 7 hrs. ; \$ 1,325.95

Suma Cargos Operación: \$ 1,325.95

Costo Total Hora Máquina: \$ 21,505.40

FACTOR DE INDIRECTOS.

Administración Central.	8.00
Administración Obra.	12.70
Financiamiento.	<u>2.60</u>
Sub-total.	23.30
Utilidad.	7.00
Cargos Adicionales.	8.70
Costo Directo.	1.0000
Costo Indirecto.	<u>0.2330</u>
Sub-total.	1.2330
Utilidad (7%).	<u>0.0863</u>
Sub-total.	1.3193
Cargos Adicionales (8.7%).	<u>0.1148</u>
Total.	1.4341

Factor de indirectos: 1.4341

Excavación de Cajón de 1.00 a 2.00 m. de Profundidad -
en Material Tipo "A" (M').

I MATERIALES.

II MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA.

Cuadrilla N° 1

\$ 6,251.87/jor / 300.00 m³/jor \$ 20.84

Herramienta menor (3% de M.O.)

0.03 x \$ 20.84 0.63

Suma Mano de Obra y Herr.: \$ 21.47

III MAQUINARIA.

Excavación, Retroexcavadora CAT-235

\$ 121,039.20/hr / 55.00 m³/hr \$ 2,200.71

Suma Maquinaria: \$ 2,200.71

Costo Directo \$ 2,222.18

Indirecto 43.41% \$ 964.65

Precio Unitario \$ 3,186.83

Plantilla de Arena, de 10 cm. de Espesor (M').

I MATERIALES.

Arena

1.00 m³/m³ x 1.05 x \$ 7,700.00/m³ \$ 8,085.00

Suma Materiales: \$ 8,085.00

II MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA.

Cuadrilla N° 1

\$ 6,251.87/jor / 12.00 m³/jor \$ 520.99

Herramienta menor (3% de M.O.)

0.03 x \$ 520.99 15.63

Suma Mano de Obra y Herr.: \$ 536.62

III MAQUINARIA

Costo Directo \$ 8,621.62

Indirecto 43.41% \$ 3,742.65

Precio Unitario \$ 12,364.27

Subrasante Ligera de Tezontle, de 40 cm. de Espesor (M³)

I MATERIALES.

Tezontle de 3"

1.00 m³/m³ x 1.25 x \$ 7,700.00/m³ \$ 9,625.00

Suma Materiales: \$ 9,625.00

II MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA.

Cuadrilla N^o 1

\$ 6,251.87/jor / 30.00 m³/jor \$ 208.40

Herramienta menor (3% de M.O.)

0.03 x \$ 208.40 6.25

Suma Mano de Obra y Herr.: \$ 214.65

III MAQUINARIA.

Extendido, Tractor CAT-D4

\$ 30,736.40/hr / 50.00 m³/hr \$ 614.73

Acomodado, Compactador Vibratorio CA-25A

\$ 31,887.95/hr / 60.00 m³/hr 531.47

Suma Maquinaria: \$ 1,146.20

Costo Directo \$ 10,985.85

Indirecto 43.41% \$ 4,768.96

Precio Unitario \$ 15,754.81

Subrasante Densa de Grava, de 40 cm. de Espesor (M³).

I MATERIALES.

Grava de 3"

1.00 m³/m³ x 1.25 x \$ 7,250.00/m³ \$ 9,062.50

Suma Materiales: \$ 9,062.50

II MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA.

Cuadrilla N° 1

\$ 6,251.87/jor / 30.00 m³/jor \$ 208.40

Herramienta menor (3% de M.O.)

0.03 x \$ 208.40 6.25

Suma Mano de Obra y Herr.: \$ 214.65

III MAQUINARIA.

Extendido, Tractor CAT-04

\$ 30,736.40/hr / 50.00 m³/hr \$ 614.73

Acomodado, Compactador Vibratorio CA-25A

\$ 31,887.95/hr / 60.00 m³/hr 531.47

Suma Maquinaria: \$ 1,146.20

Costo Directo \$ 10,423.35

Indirecto 43.41% \$ 4,524.78

Precio Unitario \$ 14,948.13

Capa de Revestimiento de 10 cm. de Espesor de Tezontle-Tepetate en Proporción de 70%-30% Respectivamente, Compactada al 95% (M³).

I MATERIALES.

Tezontle de 1 1/2"		
0.70 m ³ /m ³ x 1.33 x \$ 7,700.00/m ³		\$ 7,168.70
Tepetate		
0.30 m ³ /m ³ x 1.33 x \$ 7,700.00/m ³		3,072.30
Agua		
300.00 lts/m ³ x 1.05 x \$ 1.72/lit		541.80
	Suma Materiales:	\$ 10,782.80

II MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA.

Cuadrilla N ^o 1		
\$ 6,251.87/jor / 30.00 m ³ /jor		\$ 208.40
Herramienta menor (3% de M.O.)		
0.03 x \$ 208.40		6.25
	Suma Mano de Obra y Herr.:	\$ 214.65

III MAQUINARIA.

Mezclado y Dosificación, Planta Midland		
\$ 42,097.38/hr / 45.00 m ³ /hr		\$ 935.50
Carga en Planta, Cargador CAT-930		
\$ 40,408.39/hr / 100.00 m ³ /hr		404.08
Tendido y Afinado, Motoconformadora CM-14		
\$ 35,408.90/hr / 35.00 m ³ /hr		1,011.68

Compactación

Compactador Vibratorio CA-25A

\$ 31,887.95/hr / 100.00 m³/hr

\$ 318.88

Compactador Neumático Muller AP-26

\$ 27,553.27/hr / 40.00 m³/hr

688.83

Suma Maquinaria: \$ 3,358.97

Costo Directo \$ 14,356.42

Indirecto 43.41% \$ 6,232.12

Precio Unitario \$ 20,588.54

Sub-base de Grava Cementada de 20 cm. de Espesor, Estabilizada con Cemento Portland, Compactada al 100% (M³).

I MATERIALES.

Grava de 1 1/2"		
1.560 ton/m ³ x 1.33 x \$ 6,500/ton	\$ 13,486.20	
Arena		
0.416 ton/m ³ x 1.33 x \$ 5,150.00/ton	2,849.39	
Cemento		
0.104 ton/m ³ x 1.33 x \$ 47,800.00/ton	6,611.70	
Agua		
250.00 lts/m ³ x 1.05 x \$ 1.72/lit	451.50	
Suma Materiales:	\$ 23,398.79	

II MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA.

Cuadrilla N° 1		
\$ 6,251.87/jor / 30.00 m ³ /jor	\$ 208.40	
Herramienta menor (3% de M.O.)		
0.03 x \$ 208.40	6.25	
Suma Mano de Obra y Herr.:	\$ 214.65	

III MAQUINARIA.

Mezclado y Dosificación, Planta Midland		
\$ 42,097.38/hr / 45.00 m ³ /hr	\$ 935.50	
Carga en Planta, Cargador CAT-930		
\$ 40,408.39/hr / 100.00 m ³ /hr	404.08	

Tendido y Afinado, Motoconformadora CM-14

\$ 35,408.90/hr / 30.00 m³/hr \$ 1,180.30

Compactación

Compactador Vibratorio CA-25A

\$ 31,887.95/hr / 75.00 m³/hr 425.17

Compactador Neumático Muller AP-26

\$ 27,553.27/hr / 40.00 m³/hr 688.83

Suma Maquinaria: \$ 3,633.88

Costo Directo \$ 27,247.32

Indirecto 43.41% \$ 11,828.06

Precio Unitario \$ 39,075.38

Riego de Impregnación con Asfalto Rebajado FM-1, en -
Proporción de 1.50 lts/m² (M²).

I MATERIALES.

Asfalto FM-1

1.50 lts/m² x 1.10 x \$ 215.00/lit \$ 354.75

Precio incluye, adquisición, flete, almacenaje, calentamiento y bombeo y fletes locales.

Suma Materiales: \$ 354.75

II MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA.

Cuadrilla N^o 2

\$ 54,669.42/jor / 14,000.00 m²/jor x 50% \$ 1.95

Herramienta menor (15% de M.O.)

0.15 x \$ 1.95 0.29

Suma Mano de Obra y Herr.: \$ 2.24

III MAQUINARIA.

Barrido de Superficie

Barredora Frontal de 1.83m. de Ancho

\$ 1,378.16/hr / 3,500.00 m²/hr x 50% \$ 0.20

Tractor Sidena de 60 HP

\$ 8,278.11/hr / 3,500.00 m²/hr x 50% 1.19

Impregnación

Petrolizadora Seaman Gunninson de 10,000 lts.

\$ 40,975.51/hr / 1,000.00 m²/hr 40.98

Suma Maquinaria: \$ 42.37

Costo Directo	\$	399.36
Indirecto 43.41%	\$	173.36
Precio Unitario	\$	<u>572.72</u>

Pavimento de Concreto Hidráulico con Resistencia a la
 Compresión f'c = 300 kg/cm², de 40 cm. de Espesor (M²).

I MATERIALES.

Cemento		
0.420 ton/m ² x 1.05 x \$ 47,800.00/ton		\$ 21,079.80
Grava de 1 1/2"		
0.690 m ³ /m ² x 1.09 x \$ 8,300.00/m ³		6,242.43
Arena		
0.460 m ³ /m ² x 1.09 x \$ 7,700.00/m ³		3,860.78
Agua		
180.00 lts/m ² x 1.25 x \$ 1.72/lit		387.00
Aircon (includor de aire)		
20.00 lts/m ² x 1.01 x \$ 625.00/lit		12,625.00
Polielileno		
2.50 m ² /m ² x 1.10 x \$ 75.00/m ²		206.25
	Suma Materiales:	\$ 44,401.26

II MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA.

Cuadrilla Nº 3		
\$ 24,171.08/jor / 3.00 m ² /jor		\$ 8,057.03
Herramienta menor (3% de M.O.)		
0.03 x \$ 8,057.03		241.71
	Suma Mano de Obra y Herr.:	\$ 8,298.74

III MAQUINARIA.

Mezclado y Dosificación, Planta MIPS-50	
\$ 48,192.38/hr / 50.00 m ³ /hr	\$ 963.85
Colocación, Colocadora de Concreto HT-48C	
\$ 233,317.37/hr / 40.00 m ³ /hr	5,832.93
Vibrado	
Vibrador de Inmersión (10)	
\$ 17,034.10/hr / 15.00 m ³ /hr	1,135.61
Vibrador de Regla	
\$ 2,751.89/hr / 5.00 m ³ /hr	550.38
Suma Maquinaria:	\$ 8,482.77
Costo Directo	\$ 61,182.77
Indirecto 43.41%	\$ 26,559.44
Precio Unitario	<u>\$ 87,742.21</u>

CONCLUSIONES.

En el proyecto y construcción del pavimento de la plataforma, se recomienda tener el cuidado y la atención suficiente a cada una de sus fases, dentro de las cuales existen algunas - que tienen especial interés como son:

El Plan Maestro, que es el estudio y análisis de todo un conjunto de programas y proyectos a desarrollar en diferentes etapas.

Estudios Geotécnicos, se deberá contar con resultados previos a los trabajos, la importancia de estos radica en que conoceremos el tipo y condiciones del suelo en que se trabajará, - lograndose así un mejor proyecto del pavimento, escoger el tipo de materiales convenientes, decidir el procedimiento constructivo conveniente y programar actividades.

Para el diseño del pavimento rígido se deben considerar principalmente los siguientes puntos:

Tipo de pavimento, cuyo diseño variará si es un pavimento rígido o uno de otro tipo, en el caso de plataformas, resulta más conveniente el pavimento rígido por los aspectos mencionados en el punto correspondiente de este trabajo.

La capacidad de carga del suelo, llamado módulo de - reacción del terreno, ya que este dato nos indicará que tanto soportará las cargas inducidas por el pavimento y las aeronaves, -

para obtener este módulo se deberá realizar con una prueba de placa según las normas ASTM.

Tipo de aeronave o carga crítica que utilizará el pavimento, ya que existen aviones que causan mayor o menor daño al pavimento, dependiendo de su peso y distribución del tren de aterrizaje, también se considerarán las salidas anuales de esta aeronave.

El punto que reviste mayor importancia es la resistencia del concreto a la flexión, conocido como, módulo de ruptura, el cual se obtendrá por el método de carga en los tercios de una viga a los 28 días de edad, con este módulo se diseñará la mezcla de concreto necesaria y adecuada para soportar las cargas impuestas por las aeronaves.

Debido a las características peculiares del suelo, resulta muy conveniente realizar la construcción del pavimento de la plataforma en trinchera para lograr una cimentación del tipo compensada, logrando con esto que el suelo no soporte todo el peso del pavimento, evitando así que los asentamientos diferenciales no sean muy grandes. Con respecto a las juntas, se debe tener un diseño adecuado de éstas, ya que de ello dependerá en gran parte el costo de conservación y vida útil del pavimento.

La colocación de cada capa que constituye el pavimento deberá ser ejecutada como se indica en este trabajo, cumpliendo con las especificaciones marcadas por la S.C.T., ya que de esto depende que el suelo no sufra alteraciones que puedan causar pro

blemas posteriores en el funcionamiento del pavimento.

Referente a las juntas de expansión y contracción, resulta conveniente utilizar el sistema de inserto o plano debilitado ya que permite avanzar con mayor velocidad los procesos de colado, acabado y curado, ranurando y sellando posteriormente - todas las juntas.

En general se puede decir que el procedimiento constructivo, materiales y maquinaria utilizados en la construcción de la plataforma se debe ajustar a las necesidades y especificaciones del proyecto.

Como esta es una obra donde la incidencia de maquinaria es mayor que la mano de obra, para reducir costos, se deberá utilizar maquinaria especializada para la colocación de concreto, la cual deberá cumplir con los siguientes requisitos; alta productividad en la colocación del concreto, dar una mejor calidad en los trabajos y lograr un bajo costo en la colocación del concreto debido a la capacidad de las máquinas.

Se puede decir que obras de este tipo deben cumplir - con los principios básicos de la Ingeniería; Seguridad, Funcionalidad y Economía. Eligiendo y utilizando los recursos materiales, económicos, humanos y aplicando nuevas tecnologías para incrementar la productividad, se podrá cumplir con estos principios.

B I B L I O G R A F I A .

1.- Bureau of Reclamation del Departamento del Interior de los Estados Unidos.

Manual Norteamericano del Hormigón.

Traducción de Sáenz de Heredia Angel.

Quinta edición.

Madrid, España. Editorial Dossat, S.A. 1952.

2.- Crespo Villalaz Carlos.

Vías de Comunicación.- Caminos, Ferrocarriles, Aeropuertos, Puentes y Puertos.

Primera edición.

México D.F.. Editorial Limusa, S.A. 1980.

3.- Dirección General de Aeropuertos, S.C.T..

Plan Maestro del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México. 1985.

4.- González Alvarez Miguel Dario.

Tesis, Análisis de Precios Unitarios Aplicados a Construcción Pesada. 1982.

5.- Hennes Robert G. y Ekse Martin I.

Fundamentos de Ingeniería del Transporte.- Carreteras, Aero

puertos, Ferrocarriles, Canales, Puertos, Tuberías, Cintas Transportadoras.

Traducción de Velázquez Manuel.

Primera edición.

Barcelona, España. Editorial Reverté, S.A. 1963.

6.- Ipesa Consultores, S.A.

Informe Final del Proyecto Estructural del Pavimento de la Plataforma de Operaciones de la Ampliación del Aeropuerto - Internacional de la Ciudad de México. 1985.

7.- Ipesa Consultores, S.A.

Memoria Descriptiva del Proyecto Estructural del Pavimento de la Plataforma de Operaciones. 1985.

8.- Juárez Badillo Eulalio y Rico Rodríguez Alfonso.

Mecánica de Suelos.- Fundamentos de la Mecánica de Suelos.

Tomo I, Tercera edición.

México, D.F.. Editorial Limusa, S.A. 1980.

9.- Juárez Badillo Eulalio y Rico Rodríguez Alfonso.

Mecánica de Suelos.- Teoría y Aplicación de la Mecánica de Suelos.

Tomo II, Segunda edición.

México, D.F.. Editorial Limusa, S.A. 1980.

- 10.- Merrit Frederick S.
Manual del Ingeniero Civil.
Traducción de Castro Navarrete Felipe.
Primera edición en español.
México, D.F. Editorial Mc Graw Hill de México, S.A. 1982.
- 11.- Nichols Herbert L., Jr.
Movimiento de Tierras.- Manual de Excavaciones.
Traducción de Lepe Saucedo Jose Luis.
Segunda edición.
México, D.F. Compañía Editorial Continental, S.A. 1981.
- 12.- Organización de Aviación Civil Internacional.
Manual de Proyecto de Aeródromos.
Parte 3 (Pavimentos). Segunda edición. 1983.
México, D.F. Organización de Aviación Civil Internacional.
- 13.- Rico Rodríguez Alfonso y Del Castillo Hermilo.
La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres.- Carreteras,
Ferrocarriles y Aeropistas.
Tomo I, Primera edición.
México, D.F. Editorial Limusa, S.A. 1982.
- 14.- Rico Rodríguez Alfonso y Del Castillo Hermilo.
La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres.- Carreteras.

Ferrocarriles y Aeropistas.

Tomo II, Primera edición.

México, D.F. Editorial Limusa, S.A. 1982.

15.- Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Normas para Construcción e Instalaciones. (Libro 3).

Parte 3.01 Carreteras y Aeropistas.

Título 3.01.01 Terracerías.

3.01.02 Estructuras y Obras de Drenaje.

3.01.03 Pavimentos.

México, D.F. Talleres Imprecolor, S.A. 1983.

16.- Staff - Instituto Americano del Concreto (ACI).

Práctica Recomendada para el Diseño de Pavimentos de Concreto (revisión ACI 325-58, del Informe de Comité ACI-325)

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.

México, D.F.

17.- Staff - Instituto Americano del Concreto (ACI).

Recomendaciones Para la Construcción de Pavimentos y Bases de Concreto.

Traducción de Molina Hermilo

Primera edición en español.

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.

México, D.F. Editorial Abeja, S.A. 1983.

- 18.- Staff - Portland Cement Association (PCA).
Diseño de Pavimentos de Concreto Para Aeropuertos.
Traducción de Lepe Saucedo Jose Luis.
Primera edición.
México, D.F. Editorial Limusa, S.A. 1982.
- 19.- Staff - Portland Cement Association (PCA).
Proyecto y Control de Mezclas de Concreto.
Traducción de Lepe Saucedo Jose Luis.
Primera edición.
México, D.F. Editorial Limusa, S.A. 1981.
- 20.- Varela Alonso Leopoldo Gabriel.
Costos de Construcción Pesada y Edificación.
Tomo I y II. Novena edición. 1987.
México, D.F. Distribución y Ventas, Compuedita, S.A. de C.V.
- 21.- Waddell Joseph J.
Manual de Inspección del Concreto.
Traducción de Staff - Dirección General de Servicios Técnicos de la S.C.T.
Tomo I, II y III, Primera edición.
México, D.F. Talleres Imprecolor, S.A. 1984.