



**Universidad Nacional Autónoma
de México**

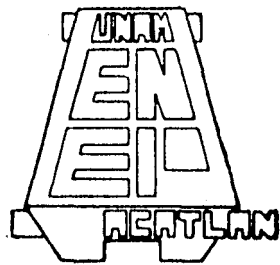
**Escuela Nacional de Estudios Profesionales
ACATLAN**

**PUENTE COATZACOALCOS II CONSTRUCCION
DE CIMENTACION**

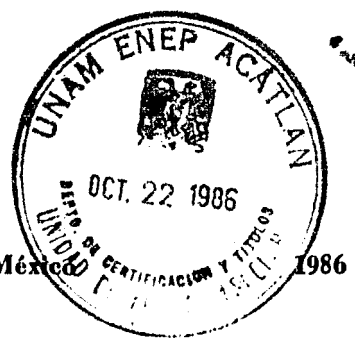
T E S I S
Que para obtener el título de
INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a

MARISELA SALDIERNA RUEDA



Naucalpán, Edo. de México



1986



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



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

UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

C1/201/1986.

SRITA. MARISELA SALDIERNA RUEDA
Alumna de la carrera de Ingeniería
Civil.
P r e s e n t e.

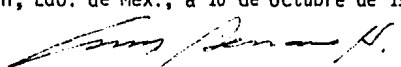
De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 26 de febrero de 1982, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: "Puente Coatzacoalcos II Construcción de Cimentación", el cual se desarrollará como sigue:

- Introducción.
- I.- Descripción de la Obra.
- II.- Proceso Constructivo.
- III.- Presupuesto y Programa.
- Conclusiones.

Asimismo fue designado como Asesor de Tesis el señor Ing. Fernando Favela Lozoya, 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 EL ESPIRITU"
Acatlán, Edo. de Méx., a 16 de octubre de 1986.


ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO
Coordinador del Programa de
Ingeniería.

HAS' PGG/rcm.

I N D I C E

INTRODUCCION

II

CAPITULO PRIMERO

DESCRIPCION DE LA OBRA

1.- Antecedentes	1
2.- Condiciones del sub-suelo	25
3.- Tipo de cimentación	29

CAPITULO SEGUNDO

PROCESO CONSTRUCTIVO

1.- Pilas de gran diámetro	35
2.- Ademe para colado de pilas	39
3.- Lodos bentoníticos	52
4.- Colocación de concreto	59
5.- Tablestacado	70
6.- Prueba de carga sobre pilas en sitio	77
7.- Secuela del procedimiento constructivo	83

CAPITULO TERCERO

PRESUPUESTO Y PROGRAMA

1.- Precio unitario de la pila principal	102
2.- Programa	113

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

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

El principal objetivo de este trabajo es llevar a todos los interesados una información concreta de la forma en -- que se desarrolló el proceso constructivo de la cimenta- - ción del Puente Coatzacoalcos II, desde su diseño hasta su estructuración.

No se pretende dar una información completa, sino unica mente establecer el procedimiento constructivo de pilas de gran diámetro coladas en sitio, las cuales representan una economía respecto al tiempo empleado en otras técnicas de pilotes, así como los rendimientos obtenidos son más satis factorios e inclusive fueron mejores que los esperados.

La cimentación del Puente Coatzacoalcos, está repartida en 16 apoyos; en los apoyos 1, 2 y 3 la cimentación es por superficie mediante zapatas de concreto reforzado, los apo - yos 4 a 16 son de tipo profundo a base de pilas de gran -- diámetro coladas en sitio.

Las pilas principales constan de un haz de 18 pilotes -

de concreto de 2.50 m. de diámetro, por 35 m. de profundidad, coladas en el lugar, dentro de un área circular de 30 m. de diámetro; sobre ellas se asienta una zapata de 5 m. de espesor. En la parte del viaducto se emplearon cilindros de concreto reforzado de 6 m. de diámetro con profundidad de hincado de 37 m.

La técnica de construcción de pilas de gran diámetro es de reciente empleo y se requiere contar con una superficie que permita el tránsito de equipos pesados, un área grande para las instalaciones de lodos, fabricación de concreto, patio de habilitado y armado de fierro de refuerzo.

CAPITULO PRIMERO

DESCRIPCION DE LA OBRA

1) ANTECEDENTES

Para la comunicación hacia el sureste del país es necesario cruzar el Río Coatzacoalcos. Antes de la construcción de un puente, este cruce se realizaba mediante un chalán instalado en el lugar conocido como Nanchital cercano a la ciudad de Coatzacoalcos. Este chalán -- transportaba vehículos, automotores y carros del Ferrocarril del Sureste. El día 18 de Marzo del año de 1962, se da paso por un puente definitivo al inaugurarse el -- puente Coatzacoalcos, con longitud total de 966 m. y -- dos carriles de circulación para vehículos y una vía de ferrocarril; uno de sus tramos es levadizo, de 66 m. de claro, para permitir el paso de las embarcaciones que -- se dirigen a Minatitlán. El volumen de tránsito que -- cruzó por el puente el primer año fue del orden de -- 1,500 vehículos, con una composición de 60% de automóviles, 30% de camiones y 10% de autobuses y motocicletas. El tramo levadizo era operado una vez al día con una --

duración de 30 minutos.

En el año de 1972, ocurrió un accidente en este puente al chocar un barco contra una de las pilas, derrumbando dos tramos de 30 m. de claro, lo que originó una suspensión en el servicio de 30 días, tiempo que duró su reparación. Lo anterior ocasionó graves daños a la economía regional y puso de manifiesto la conveniencia de contar con otro puente para cruzar el río.

Para el año de 1980, el volumen de tránsito que utilizó el puente se había incrementado notablemente, llegando a 17 mil vehículos diarios, ocasionando demoras en el cruce hasta de una hora, que se agravaban con el funcionamiento del tramo levadizo, no solamente por el importante volumen vehicular carretero, sino también -- por el aumento del tráfico fluvial. Esta situación motivó que desde 1978, se iniciaran los estudios necesarios para definir el proyecto de un nuevo puente.

LOCALIZACION

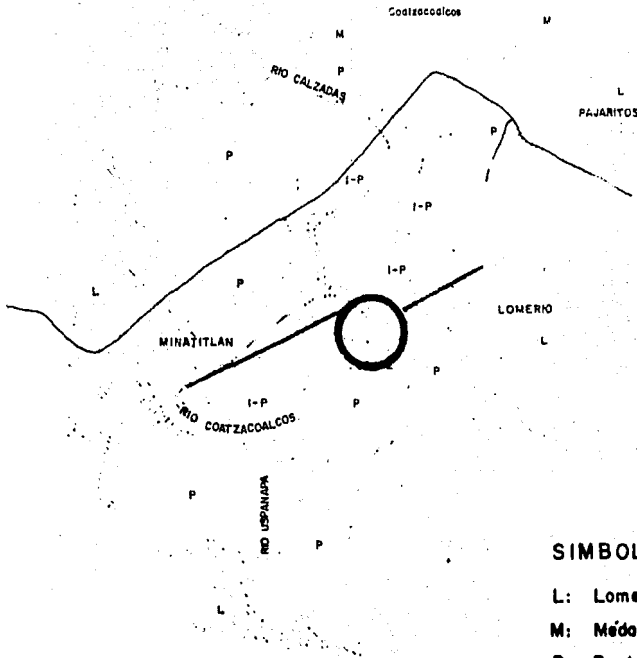
Después de analizar diversos sitios para el nuevo --

cruce y sus accesos, desde la proximidades del puente - existente hasta aguas arriba de la ciudad de Minatitlán, se eligió aquel que presentó las mejores característi-- cas geológicas para la cimentación y topográficas para la longitud de la estructura. El sitio se llama Pueblo Nuevo y en esa parte el río presenta una curva muy pronunciada, se localiza aproximadamente a 20 km. de la de sembocadura del río en el Golfo de México. Fig. No. 1

También se tomó en cuenta para la elección del cruce el costo de los tramos carreteros en los accesos, los - cuales tienen aproximadamente 15 km. en cada margen, -- buscando alojarlos en la menor longitud dentro de la -- zona pantanosa. Adicionalmente los estudios para el de sarrollo industrial, portuario y de asentamientos humanos propiciaron la elección de esta ruta. Esta locali- zación constituye, además un libramiento para la zona - conurbada Minatitlán, Coatzacoalcos, favoreciendo así - una comunicación directa entre el centro y el sureste - del país.

PUENTE COATZACOALCOS II

GOLFO DE MEXICO



SIMBOLOS

- L: Lomeríos
- M: Médonas y Dunas
- P: Pantanos
- I-P: Zonas Inundables

CROQUIS DE LOCALIZACION DEL CRUCE

U. N. A. M.
ENEP — ACATLAN
FIGURA 1

ELECCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA

Tomando en cuenta los problemas y restricciones derivadas de las características del puente en servicio y los volúmenes de tránsito carretero y fluvial, se definió que el nuevo puente debería permitir el paso simultáneo de vehículos y embarcaciones. Que siendo el ambiente de la zona hostil, altamente corrosivo, por efecto de las emanaciones de las industrias petroquímicas, de la salinidad y la frecuencia de vientos violentos, la estructura del puente debería de ser de concreto, material más resistente a la agresividad atmosférica y con mejor comportamiento a la estabilidad aeroelástica. Por otra parte y para evitar un posible accidente por colisión de alguna embarcación, no era conveniente alojar apoyos de la estructura dentro del cauce.

Con las premisas anteriores se elaboraron dos anteproyectos; uno con el tramo principal resuelto por el procedimiento de doble voladizo y claro sobre el cauce de 250 m., y el otro, del tipo atirantado con claro de 288 m. En el primer caso la superestructura requería -

de un peralte máximo sobre las pilas, de 15 m. y en el segundo, un peralte constante de 3 m. Del análisis detallado de estas alternativas se eligió como más ventajosa y económica la del tipo atirantado. Adicionalmente y para la solución elegida se estudiaron diversas soluciones, principalmente en lo que se refiere a la forma de atirantamiento y a la longitud de los tramos laterales, inmediatos al claro principal, de 288 m., dedicando especial atención al aspecto arquitectónico particular de los elementos estructurales y a la del conjunto del puente, buscando una solución estética.

RESTRICCIONES Y DATOS BASICOS DEL DISEÑO

De acuerdo con las características de las embarcaciones, se fijo el siguiente gálibo: como mínimo, un espacio libre vertical de 35 m. y el horizontal de 180 m.

Los estudios de ingeniería de tránsito determinaron que la estructura debería contar con cuatro carriles de circulación, dos para cada sentido y que la carga móvil fuera del tipo HS-20 de las normas AASTHO, que en este

caso también satisface los últimos requerimientos establecidos para las cargas del nuevo Reglamento de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

CARACTERISTICAS TECNICAS

La longitud total del puente es de 1,170 m. con alineamiento recto, 472 m. corresponden al viaducto de acceso por la margen izquierda, constituido por tramos de 60 m. de claro y con una pendiente del 5.28%; el tramo principal tiene 698 m. es atirantado, compuesto de 7 -- claros, con longitudes de 30.23, 49.42, 112.55, 288.00, 112.35, 60.00 y 45.90 metros. El atirantamiento es -- axial, del tipo medio abanico y compuesto por 17 tirantes, formados con un mínimo de 37 y un máximo de 61 torones; cada torón es de 150 mm².

Debido a las importantes acciones en el sentido -- transversal, provocadas por viento y sismo, y para no -- ampliar en forma importante el ancho del tablero, se es cogió un mástil del tipo "Y" invertida.

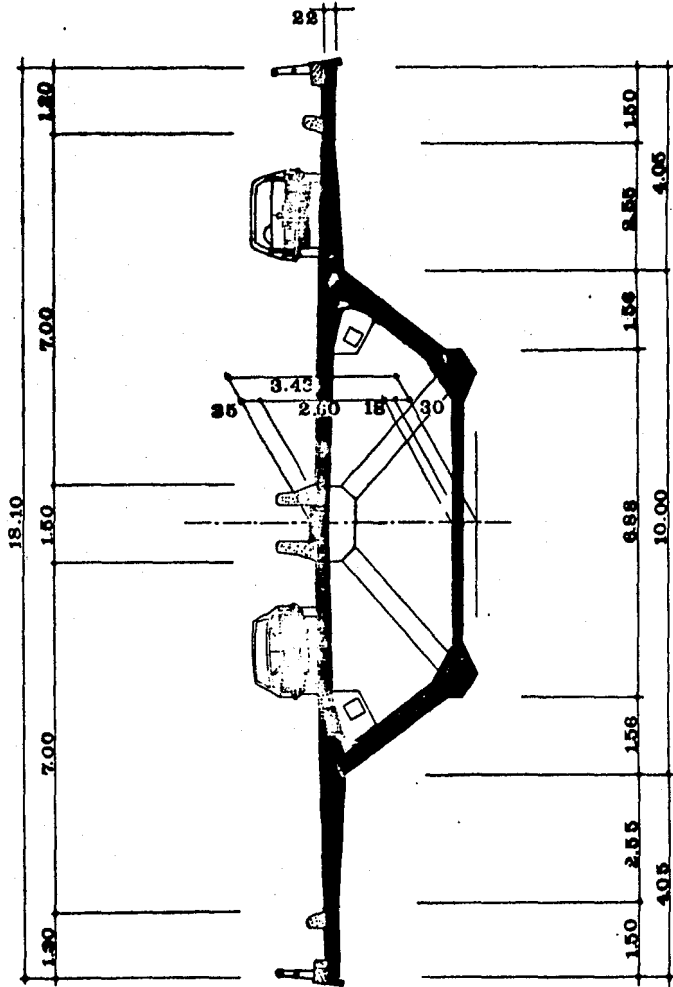
En general, las pilas son las clásicas de sección --

rectangular, huecas, reforzadas y presforzadas aquéllas que están sujetas a efectos de mayor consideración, -- excepto las que corresponden al tramo principal. En -- este caso alcanzan una altura total de 97 m., incluido el mástil y tienen continuidad con el tablero y el mástil; las contiguas también son continuas con el tablero. En el resto de las pilas se tienen apoyos deslizantes -- en el sentido longitudinal, con topes de concreto para la transmisión de las fuerzas transversales.

El tablero es de sección cajón, (Foto No. 2) presforzado, de 3.00 m. de altura, con almas inclinadas y ancho total de 18.10 m., para alojar dos calzadas de 7.00 m. cada una, separada por un camellón de 1.50 m. y banquetas laterales de 1.30 m.

La construcción del tablero se ha previsto con el -- procedimiento clásico del doble voladizo, utilizando -- dos carros móviles para colar dovelas simétricas de -- 3.53 m. de longitud. En el tramo principal cada dovela tiene dos tornapuntas precoladas y presforzadas con cables de 12 torones de 13 mm. de diámetro. Por lo que -- respecta a los tirantes, sus extremos quedan anclados --

PUENTE COATZACOALCOS II



SUPERESTRUCTURA-CORTE TRANSVERSAL
DIMENSIONES

U. N. A. M.
 ENFP - ACATLAN
 FIGURA 2

en el tablero, a cada 7.00 m. coincidiendo con las tornapuntas, y en su parte central y superior cruzan y se fijan en el mástil.

La cimentación básicamente es de tipo profundo, - - (Foto No. 3) con pilotes de 2.50 m. de diámetro colados en el lugar y longitudes hasta de 30 m. para las pilas del tramo principal, y cilindros de concreto reforzado de 6 m. de diámetro exterior, con profundidades de hincado del orden de 35 m. en la parte del Viaducto. En el estribo No. 1 y en las pilas 2 y 3 la cimentación es por superficie, mediante zapatas de concreto reforzado y en el estribo No. 15 con una combinación de cilindros y pilotes colados en el lugar de 1.50 m. de diámetro.

ESTUDIOS ESPECIALES

Dada la importancia de la obra y en particular para el tramo principal, se realizaron diversos estudios de carácter especial y algunos de ellos por primera vez.

Para definir el tipo de cimentación profunda con el

PUENTE COATZACOALCOS II

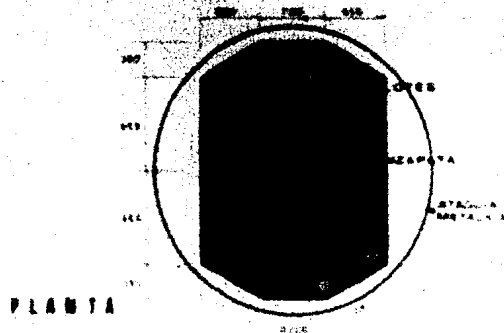


Fig. No. 3
Pilotes colados en el lugar, para las pilas principales
4 y 5 .

apoyo de la mecánica de suelos se analizaron varias soluciones: pilotes prefabricados, pilotes colados en el lugar, cilindros y cajones. Tomando en cuenta que los contratistas mexicanos tienen una amplia experiencia en la construcción de cilindros, inicialmente se adoptó -- esta solución y cajones para las pilas principales; sin embargo, dadas las dimensiones que se requerían para estos últimos y las posibles dificultades para su construcción, se propuso la solución de pilotes de 2.50 m. de diámetro colados en el lugar, aún cuando los especialistas de estos trabajos únicamente los habían realizado hasta 1.80 m. de diámetro y a profundidades máximas de 25 m. Por lo anterior, finalmente se decidió emplear pilotes en las pilas 4, 5, 6 y 7, apoyos que corresponden al tramo principal. En la pila No. 4 los 18 pilotes se apoyaron en un manto de arenas arcillosas muy compactas de alta resistencia al esfuerzo cortante y de muy baja compresibilidad a 18 m. de profundidad, ligándose el grupo de pilotes en su extremo superior mediante una zapata de 5 m. de peralte, por lo que la longitud efectiva resulto de 13 m.

Para las pilas números 5, 6 y 7 los pilotes se apoyaron en un manto de arcilla, con bajo contenido de arena y gravas de consistencia dura, registrando la presencia de fisuración con planos estratificados y superficies brillantes a 26 m de profundidad. Ante la diversidad de datos obtenidos en ensayos triaxiales de diversos tipos, para definir sus características de capacidad de carga, se recomendó realizar una prueba de carga en un pilote representativo construido exprofeso entre las pilas 5 y 6. De los resultados obtenidos y con el propósito de conservar el mismo número de pilotes de la pila 4, se concluyó que era necesario ampliar su base a 3.5 m. La zapata de liga del grupo de pilotes para la pila No. 5 es igual que para la No. 4. La separación de los pilotes en las pilas 4 y 5 se fijó en 5 m. centro a centro y su distribución se hizo de manera que la zapata de liga resultara con dimensiones mínimas y para lograr una máxima eficiencia el efecto de las cargas transversales.

La prueba de carga se realizó en tres ciclos y en un

pilote de 90 cm. de diámetro, obteniéndose una capacidad del estrato arcilloso de 508 ton./m²., para un coeficiente de seguridad de 2, descontada la fricción lateral. Para un pilote de 2.50 m. de diámetro la carga útil resulta de 1,250 ton.

Al realizar los primeros análisis de estabilidad general de la estructura para diferentes combinaciones de cargas y en particular para el tramo principal, se observó que los efectos más desfavorables se presentaban al intervenir el sismo. Para este estudio se utilizó el método de análisis modal haciendo la superposición de los diversos modos de vibración con base a los espectros de aceleración conforme a las normas mexicanas. Tomando en cuenta que las características del suelo de cimentación son diferentes en las dos márgenes del río, se consideraron dos espectros básicos de diseños y se analizaron efectos de sismo en tres direcciones: vertical, longitudinal y transversal. Para la primera, los espectros básicos se afectaron de un factor de 0.75 y no se tomó en cuenta reducción por ductilidad salvo para el tablero; para la segunda y tercera dirección se

consideraron factores de ductilidad de 3 y 2, respectivamente.

Como complemento se encomendó al Instituto de Ingeniería de la UNAM que en un modelo muy esquemático de la estructura, desarrollara un estudio para determinar la influencia de la respuesta sísmica del puente ante las diferencias de fase en los movimientos de sus apoyos. Obteniéndose que para la condición del sismo vertical las diferencias de fase pueden tener un efecto apreciable sobre las fuerzas internas de diseño, efecto que es muy sensible a las velocidades efectivas de propagación de las ondas en la dirección paralela al puente; por el contrario, las diferencias de fase en el movimiento horizontal no ocasionan amplificaciones importantes y por lo tanto, pueden despreciarse.

Para la estabilidad aeroelástica del tablero el estudio se hizo en un túnel de viento para conocer el fenómeno de Flutter con dos grados de libertad, flexión y torsión simultánea; fenómeno que se presenta en puentes colgantes o atirantados y que hace algunos años ocasionó la falla del puente Tacoma, al igualarse las frecuencias

cias de vibración por flexión y torsión. Otro fenómeno que hay que tomar en cuenta es el efecto del escape de torbellino de Van Karman, cuya intensidad depende de varios parámetros, entre los cuales, los más importantes resultan ser la longitud y forma de la sección del tablero. El estudio reveló que para velocidades de viento de 200 km/h no existe ninguna, señal de oscilación a uno o dos grados de libertad, por lo que no hay riesgo de inestabilidad aeroelásticas, las amplitudes de vibración calculadas, suponiendo un amortiguamiento de $5 \cdot 10^3$, no sobrepasan de 3 cm. en flexión y puede alcanzar un ángulo de torsión de 1° , lo cual equivale a un desplazamiento vertical de 16 cm., en las orillas del tablero correspondiente al centro del claro de 288 m.

Respecto al torbellino, se observó que la sección propuesta provoca un efecto de vibraciones de amplitud reducida y que no afecta al tablero, pero que tiene influencia en los tirantes; si la frecuencia de vibración de éstos se acerca o coincide con la del tablero, su vibración puede llegar a tener una gran amplitud. Para evitar lo anterior se ha estudiado un sistema de amorti

guamiento entre cada tirante y el tablero, que además - ayuda a reducir las posibilidades de fatiga de los torones en sus anclajes.

Siendo los tirantes los elementos esenciales para la estabilidad de la estructura, se dedicó especial cuidado en estudiar y probar todos sus componentes. Para seleccionar el acero, se realizaron pruebas estáticas y de fatiga y de susceptibilidad a la corrosión bajo tensión, para tres clases de acero y diferentes nacionalidades. Elegido el que cumplió con las especificaciones, se efectuaron otras pruebas similares para determinar las gráficas de Smith y Wohler que sirven para verificar el diseño de los tirantes. Con este mismo acero se fabricaron dos tirantes de prueba de 5 m. de longitud con 37 torones, para dos tipos de anclaje, los cuales se probaron a la fatiga en tres etapas: en la primera, a los esfuerzos y sus variaciones según el proyecto, para 2 millones de ciclos; en la segunda y tercera se aumentó la variación de los esfuerzos para la prueba de fatiga. Al término de cada etapa se realizó una prueba con carga estática con el 70% del esfuerzo de ruptura.

Para la sujeción de los tirantes en el mástil, se -- analizaron los anclajes de tipo cruzado y el de desviación con continuidad del cable; solución ésta más práctica, económica y estética, aplicada únicamente en el - puente Brotonne en Francia, sin contar con la experien- cia en cuanto a su comportamiento dinámico. Por este - motivo y para conocer los efectos de fatiga en los toro nes al paso por el mástil, por la dificultad de garanti- zar su adecuada posición en el tirante, se ordenó una - prueba en un laboratorio de Suiza. Primera de este - - tipo en el mundo y para lo cual se empleó un cable for- mado por 12 torones de 15 mm. de diámetro, colocado den- tro de un ducto normal y sus tubos de transición en con- diciones similares a las de los tirantes del proyecto; sujetándose los extremos a bloques fijos, de concreto - reforzado, simulando el tablero, y en el centro con una desviación y radio de curvatura igual al del proyecto, - pasando por un bloque superior de concreto reforzado, - que simula el mástil. Este conjunto se sometió a una - carga cíclica hasta de dos millones. La prueba no sola- mente simuló las variaciones previsibles en la estructu

ra, sino también las sobretensiones causadas por el movimiento de los cables. Los resultados fueron ampliamente satisfactorios, adoptándose definitivamente y de manera confiable como solución en el proyecto.

Por elementos finitos se estudió la distribución de esfuerzos en la zona donde convergen el cuerpo de las pilas principales, el mástil y el tablero; además, en la zona de anclaje de los tirantes con el tablero y las tornapuntas.

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO

El cálculo de flexión general del tramo atirantado es la parte fundamental del diseño y se resolvió por medio de un programa de computadora preparado específicamente para este tipo de estructuras, donde intervienen las características de la cimentación, la interacción suelo-estructura, el proceso constructivo del tablero, las diferentes condiciones de carga y los diversos efectos que se generan en la propia estructura debido a sus propiedades geométricas, elásticas, de resistencia y --

considerar la ausencia de uno de los tirantes actuando la carga móvil ante la posibilidad de un accidente o la necesidad de reponerlo por alguna otra causa, sin que -- motive problemas en la estabilidad de la estructura, -- el proyecto prevé la sustitución de los tirantes.

Para el presfuerzo longitudinal del tramo principal se eligieron cables de 12 y 19 torones de 15 mm. de diámetro, siendo ésta la primera vez que se utiliza en -- México torones y cables de estas características. Con objeto de disminuir el tiempo de ejecución de los trabajos, se diseñaron bloques prefabricados de concreto de alta resistencia, en los cuales se dejaron ahogados los anclajes de los cables. Estos bloques son de dos tipos: uno para los cables anclados en las almas de cada dovela y otro para los cables provisionales que se anclan a media dovela. Estos últimos cables se requieren en la parte atirantada debido a los momentos de flexión que -- resultan por las dovelas construidas en voladizo, a partir del último tirante tensado; se diseñaron con 19 torones de 15 mm. de diámetro en una longitud que abarca

7 dovelas, como son repetitivos se les llama cables - -
cíclicos.

Para proteger los tirantes contra la corrosión se ha dispuesto que los torones queden alojados en tubos de -
acero de 20 cm. de diámetro y 7 mm. de espesor, con in-
yección a presión de una lechada de cemento y un aditi-
vo estabilizador de volumen, que se aplica después de -
tensados. La parte externa de los tubos se trata con -
una pintura anticorrosiva.

MATERIALES

Los principales materiales empleados son los siguien
tes: Concreto con resistencias de ruptura a la compre--
sión de 250, 300, 350 y 400 kg/cm². para cimentaciones,
cuerpos de pila, tablero y elementos prefabricados, res
pectivamente; acero para refuerzo de límite elástico de
4,000 kg/cm². en varillas corrugadas, hasta de 38 mm. -
de diámetro; acero para presfuerzo en alambres de 7 - -
mm. de diámetro y torones de 13 mm. de diámetro con re-
sistencias a la ruptura de 165 kg/mm²., respectivamente,

para formar cables de presfuerzo transversal, longitudinal, vertical e integrar los tirantes del tramo principal. Las cantidades de estos materiales son aproximadamente: concreto 25,000 m³. acero de refuerzo 3,500 ton., acero para presfuerzo, en alambre, 100 ton. y en torón 570 ton.

PLANOS

El proyecto del nuevo puente Coatzacoalcos significó la elaboración de 480 planos ejecutivos y de una memoria descriptiva del proceso constructivo formada por 76 páginas de 27 x 70 cm.

ACCESOS CON MODERNA TECNICA

Los accesos que conectan el puente con la carretera Salina Cruz - Coatzacoalcos - Villa Hermosa, tienen una especial particularidad en su construcción por estar ubicados en una zona pantanosa donde se ha tenido que usar una técnica para esta clase de suelos en donde se utiliza una membrana de polipropileno para separar -

los materiales de mala calidad con los de terracerias -
nuevas.

El acceso de la margen izquierda con una longitud de
15 Km., se origina en la población de Cosoleacaque, - -
Veracruz, y atraviesa 7 kilómetros de zona pantanosa --
donde se utiliza la citada membrana. (Foto No. 4)

El acceso de la margen derecha será de 16 Km., de --
longitud y tiene su origen cerca del poblado de Nuevo -
Teapa.

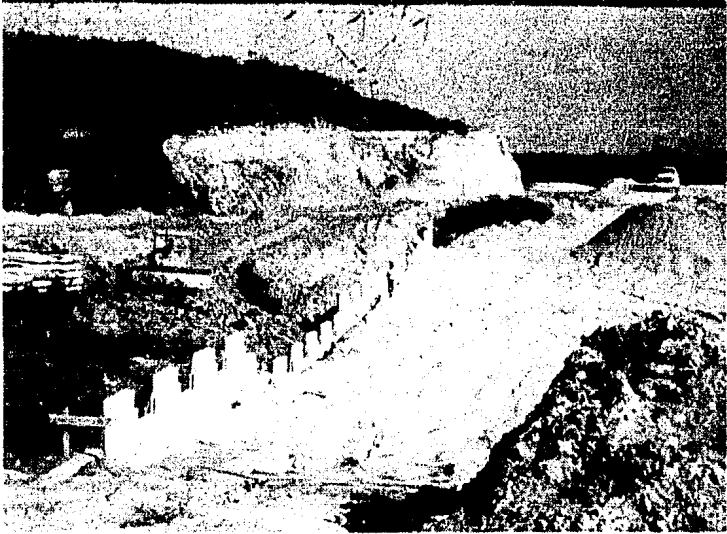


Foto No. 4

Zona pantanosa donde se aprecia la utilización de la --
membrana de polipropileno.

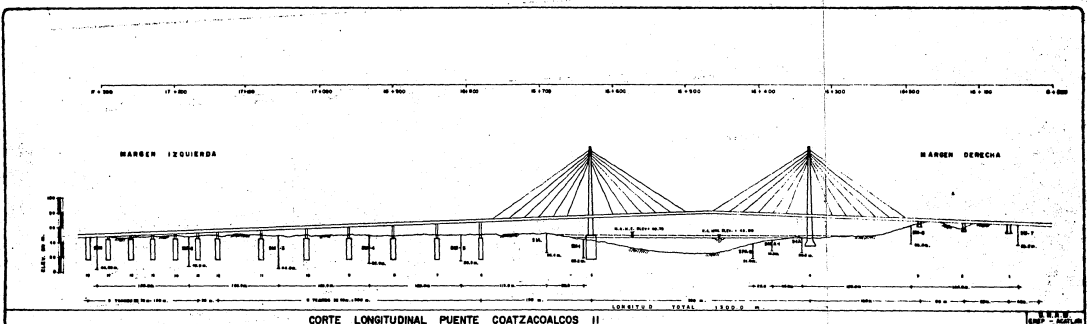
2) CONDICIONES DEL SUB-SUELO

Con objeto de contar con información del terreno de cimentación útil para la elaboración del proyecto geométrico y estructural del Puente Coatzacoalcos II, se -- llevó a cabo el estudio que en seguida se menciona.

El estudio se apoya en la estratigrafía y propieda-- des mecánicas del sub-suelo determinadas a partir de -- 11 sondeos distribuidos a lo largo del eje del puente, entre las estaciones 16 + 045 y 17 + 308, es decir en -- una longitud de 1,263 m., por las variaciones estrati-- gráficas y de propiedades del sub-suelo a lo largo del puente.

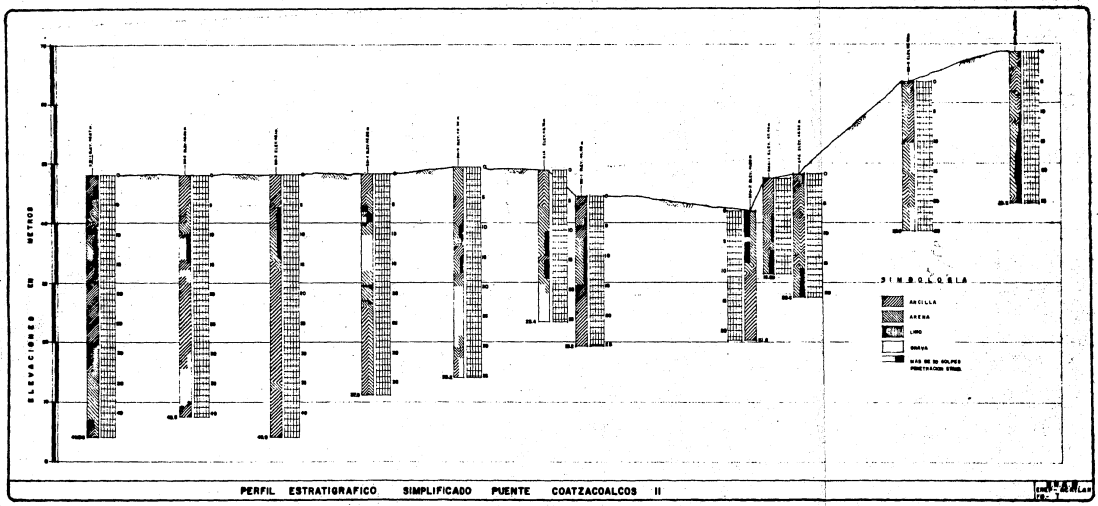
Todos los sondeos fueron continuos, combinado el pro-- cedimiento de penetración standard (norma ASTM D-1586) y muestreo inalterado con tubo Shelby y barril Denison, se realizaron perfiles estatigráficos y de propiedades, curvas granulométricas, diagramas de Mohr, obtenidos -- de pruebas triaxiales y curvas de compresibilidad.

La Foto No. 5 y 6 representa un perfil simplificado del sub-suelo a lo largo del puente, donde se distinguen



CORTE LONGITUDINAL PUENTE COATZACOALCOS II

1/1000



PERFIL ESTRATIGRAFICO SIMPLIFICADO PUENTE COATZACOALCOS II

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AMÉRICA MEXICANA

los depósitos fluvio-lacustres de las formaciones resistibles y poco compresibles de Mioceno, apropiadas para apoyar en ellas a las cimentaciones.

3) TIPOS DE CIMENTACION

Tomando en cuenta la estratigrafía y propiedades del sub-suelo, deducidas a partir de la exploración efectuada, así como la alta magnitud de las descargas que - - transmitirá la estructura, se determinó que la cimentación a considerar en el anteproyecto, es del tipo profundo en la margen izquierda y en la margen derecha puede cimentarse con pilas o zapatas desplantadas a poca - profundidad.

ESTUDIO DEFINITIVO EN LA MARGEN DERECHA

Teniendo fundamentalmente suelos de tipo friccional, se utilizó la capacidad de carga en los apoyos de - esta margen, considerando que los apoyos uno a cuatro - podían diseñarse con cimentación de tipo superficial y añadiendo como alternativa para el apoyo 4, cimentación de tipo profundo a base de pilotes colados en el lugar.

Las condiciones del suelo superficial no siempre son apropiadas para permitir el uso de una cimentación poco profunda. En tal caso será preciso buscar terrenos de

apoyo más resistentes a mayores profundidades; a veces éstas se aparecen a niveles alcanzables económicamente y es preciso utilizar como apoyo los terrenos blandos y poco resistentes de que se dispone contando con elementos de cimentación que distribuyen la carga en un espesor grande de suelo. Los problemas económicos y constructivos suelen jugar un papel muy importante en la elección, diseño y construcción de una cimentación profunda.

ZAPATAS

El propósito principal de una zapata de cimentación es distribuir las cargas de modo que no exceda la capacidad de carga permisible del terreno, ya que en todos ellos existe una cierta cantidad de asentamiento, con excepción de la roca, y es importante que dicho asentamiento tenga un valor tan pequeño como sea posible y que, en caso que exista, sea uniforme a través de toda la estructura. Otro requisito esencial para las cimentaciones es que las líneas de acción de las cargas coin

cidan con su centro siempre que sea posible, es decir, que la presión en el terreno debe estar uniformemente distribuida; si ésta condición no existe, se tendrá -- como resultado presiones desiguales y la estructura tenderá a asentarse de manera desigual.

ESTUDIO DEFINITIVO DE LA MARGEN IZQUIERDA

Los apoyos correspondientes a esta margen diseñados a base de cimentación de tipo profundo, por tenerse estratos superiores de suelo compresibles, con poca resistencia al corte y contenido ya sea turba, arcilla blanda o arena suelta. En los estratos inferiores, se tienen combinaciones de arcillas y arenas cementadas, muy duras y compactas, de resistencia alta y baja compresibilidad, siendo notable la presencia de arcilla dura -- fisurada, con superficies brillantes y planos estratificados, que sin duda alguna influyen de manera determinante en los resultados de ensayos de laboratorio y en la elección de parámetros de cálculo.

Llamamos cimentaciones profundas a aquellas en las cuales por ser muy grande el peso de la construcción y no poder resistir las capas superficiales, nos vemos obligados a apoyarnos en capas más profundas y más resistentes.

Los elementos que forman las cimentaciones profundas que hoy se utilizan más frecuentemente se distinguen entre sí por la magnitud de su diámetro o lado, según sean de sección recta circular o rectangular, que son las más comunes.

Las cimentaciones profundas se utilizan cuando se tienen circunstancias especiales tales como:

- a).- Una construcción demasiado extensa en área a sustentar.
- b).- Una obra con una carga demasiado grande no pudiéndose utilizar ningún sistema de cimentación especial.
- c).- Que el terreno a ocupar no tenga la resistencia o características necesarias para soportar construcciones extensas o muy pesadas.

DESCRIPCION DE LA CIMENTACION

La cimentación del Puente Coatzacoalcos II, está repartida en 16 apoyos; los cuatro que se encuentran localizados en la margen derecha del río, se solucionaron a base de zapatas apoyadas en estratos resistentes con capacidad promedio de 170 ton/m². En los apoyos 5, 6 y 7, la cimentación se resuelve a base de pilas de 2.50 m. de diámetro desplantadas a una profundidad promedio de 30 m. con ampliación en la base del fuste de 3.20 m. de diámetro; en los apoyos del 8 al 15, la cimentación es sobre cilindros de concreto reforzado de 6.50 m. de diámetro y un metro de espesor desplantados a una profundidad promedio de 40 m.

Estos cilindros pudieron haber sido sustituidos por pilas de 2.50 m. de diámetro pero como el tiempo de ejecución del tramo 8 - 15, no es actividad crítica y siendo el costo de 4 pilas superior en un 50% a la de un cilindro de tales características, se optó por la construcción de estos últimos. Como un adelanto en cuanto a rendimiento se refiere, el hincado de un cilindro re-

... quiere de un plazo promedio de 3 meses y la construc- -
ción de cuatro pilas de 2.50 m. de diámetro las cuales
vienen a sustituir un cilindro, ocupa 10 días como máxi
mo únicamente.

CAPITULO SEGUNDO

PROCESO CONSTRUCTIVO

1) PILAS DE GRAN DIAMETRO

Los pilotes de gran diámetro colados en sitio o pilas usadas para soportar cargas pesadas sobre suelos -- firmes a través de sedimentos suaves del sub-suelo pueden estar sujetos a fuerzas importantes de arrastre que deben ser estimadas e incluidas en el diseño, y consideradas en la construcción de dichos elementos. Las fuerzas de arrastre son aquellas relacionadas con las condiciones ambientales del lugar en cuestión; su efecto puede analizarse por separado, y después estudiar la combinación de los efectos de los diferentes fenómenos para encontrar la envolvente de la respuesta máxima.

En cimentaciones de pilotes y pilas las fuerzas -- ambientales más importantes que se presentan son las -- siguientes:

- a).- Las fuerzas laterales ejercidas por el movimiento del hielo o congelación del agua.
- b).- Los empujes de tierra producidos por condicio--

nes especiales de diseño, reabalamiento de la superficie del suelo o cuando las bases de las pilas quedan apoyadas en pendientes.

- c).- La fricción negativa motivada por el hundimiento de la superficie del suelo, ya sea a causa de la reducción de las elevaciones piezométricas del agua o a sobrecargas colocadas en la superficie del suelo, originándose un estado de consolidación en los sedimentos del suelo alrededor del vástago de la pila.
- d).- Las fuerzas laterales dinámicas originadas en el vástago de la pila por desplazamientos horizontales en la masa del sub-suelo inducidos por los terremotos.

VENTAJAS DE PILAS COLADAS EN SITIO

En ciertas condiciones del sub-suelo, y para algunas superestructuras, la cimentación a base de pilas o pilotes colados en sitio, ofrecen ventajas, entre las cuales pueden mencionarse las siguientes:

- a).- Construcción rápida.
- b).- El ingeniero puede mantener un control constante de las condiciones del sub-suelo mediante el exámen de muestras extraídas de los barrenos.
- c).- Se puede modificar la geometría de la cimentación durante el proceso constructivo, así que es factible cambiar diámetros y profundidades, además de especificar ensanchamientos adicionales.
- d).- Se pueden reducir a un mínimo efecto de expansión y asentamiento en la superficie.
- e).- El nivel del ruido de operación es, muchas veces, menor que en el caso de otros tipos de construcción.
- f).- Los materiales que se requieren son fácilmente disponibles.
- g).- Las cargas que puede soportar un cimiento colado en el lugar son normalmente mayores que las que admiten otras cimentaciones profundas sencillas y normalmente no se necesitan cabezales.

h).- Esta cimentación puede emplearse en una variedad de condiciones de sub-suelo por ejemplo, es posible perforar através de una capa de boleos, roca suave y varios pies en roca sana, puede -- revisarse la excavación cuidadosamente antes -- del colado.

2) ADEME PARA COLADO DE PILAS

METODO DE ADEME

El empleo de ademes es aplicable donde las condiciones del suelo implican derrumbes o deformación excesiva del pozo al hacer la excavación.

El primer procedimiento que se describe es para el caso donde un estrato arenoso de gran espesor existe de bajo del nivel freático.

Si existe un suelo cohesivo cerca de la superficie, de manera que no se presente un riesgo de derrumbe, - - puede iniciarse la excavación. Al encontrar el suelo - suelto se introduce una mezcla fluida (lodo) en el pozo y se procede con la excavación.

El lodo se mezcla en el lugar, empleando sacos de -- bentonita seca.

Según la condición de la superficie del suelo la ele vación superior de la columna de lodo puede mantenerse

ligeramente arriba del suelo suelto, o bien puede llevarse hasta la superficie.

Una alternativa común es emplear un lodo natural en lugar de lodo bentónico. Así que puede prepararse el lodo con los suelos del sitio, mezclándolos con agua.

Esta técnica tiene ventajas evidentes si el barrenado puede efectuarse sin dificultad.

Se continúa el barrenado hasta pasar la capa del suelo suelto y encontrar un estrato impermeable. Como se indica en la Fig. 7, se introduce entonces el ademe y se coloca un dispositivo en la barra prismática giratoria (kelly) del equipo para introducir el ademe con un movimiento rotativo en el suelo impermeable, hasta crear un sello adecuado. Debe escogerse un tramo de ademe de longitud adecuada pues la distancia entre la superficie del terreno y la mesa rotatoria del equipo perforador es limitada.

Como se habrá notado, el diámetro exterior del ademe debe ser ligeramente menor que el diámetro interior del pozo. Mientras menos sea el espacio anular, por supuesto

ligeramente arriba del suelo suelto, o bien puede llevarse hasta la superficie.

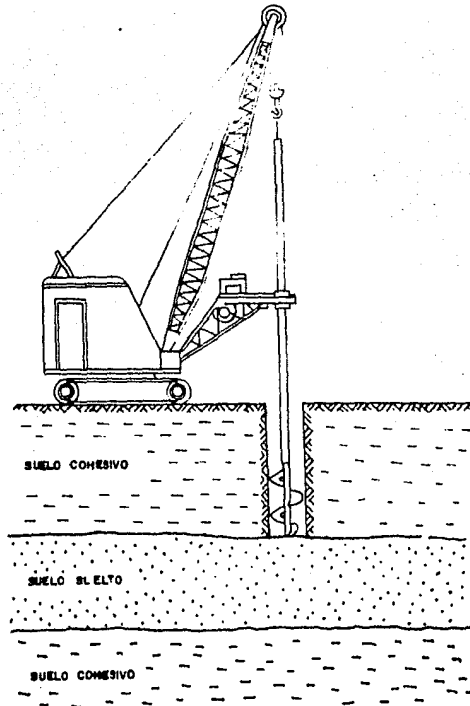
Una alternativa común es emplear un lodo natural en lugar de lodo bentónico. Así que puede prepararse el lodo con los suelos del sitio, mezclandolos con agua.

Esta técnica tiene ventajas evidentes si el barrenado puede efectuarse sin dificultad.

Se continúa el barrenado hasta pasar la capa del suelo suelto y encontrar un estrato impermeable. Como se indica en la Fig. 7, se introduce entonces el ademe y se coloca un dispositivo en la barra prismática giratoria (kelly) del equipo para introducir el ademe con un movimiento rotativo en el suelo impermeable, hasta crear un sello adecuado. Debe escogerse un tramo de ademe de longitud adecuada pues la distancia entre la superficie del terreno y la mesa rotatoria del equipo perforador es limitada.

Como se habrá notado, el diámetro exterior del ademe debe ser ligeramente menor que el diámetro interior del pozo. Mientras menos sea el espacio anular, por supuesto

PUENTE COATZACOALCOS II



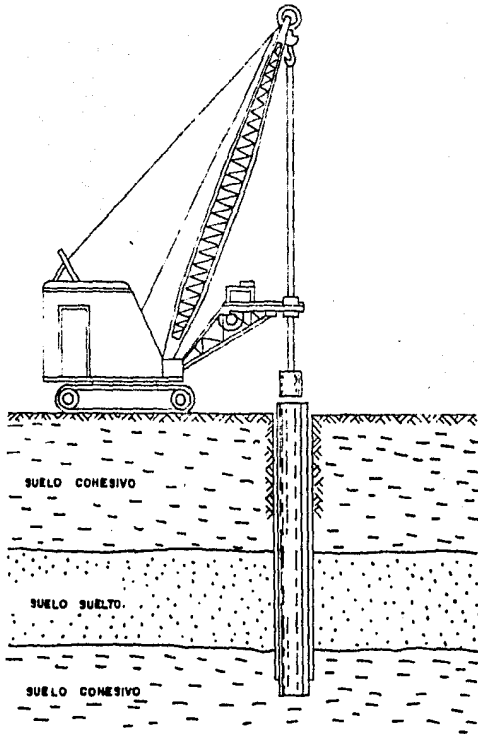
METODO DE ADEME, INICIO DE LA PERFORACION

U.N.A.M.
ENEP - ACATLAN
FIGURA 7

to será menor el volumen de concreto. En cuanto al tamaño del ademe, pueden lograrse economías si se emplea tubería "O.D" . Si las especificaciones establecen que el diámetro interior del ademe sea igual al diámetro exterior del cimientó, resultará necesario emplear tubería especial. La tubería para el ademe es más económica si se emplean tamaños nominales en lugar de dimensiones nominales.

Se coloca una cuchara de limpieza en el "kelly" y se extrae la pasta o lodo del interior del ademe, como se muestra en la Fig. 8. Luego se introduce una barrena más delgada en el pozo, que pueda pasar por el ademe, y se procede a terminar la excavación a la profundidad de diseño, como se indica en la Fig. 9. Luego puede acoplarse un ensanchador para ampliar el fondo del pozo. Mientras se efectúa esta operación, como lo muestran las figuras, habrá lodo en el espacio anular entre el exterior del ademe y el interior del tramo superior del pozo, por tanto es sumamente importante lograr un sello adecuado en la formación impermeable, de manera de evitar el flujo de lodo de bajo del ademe. Algunas veces

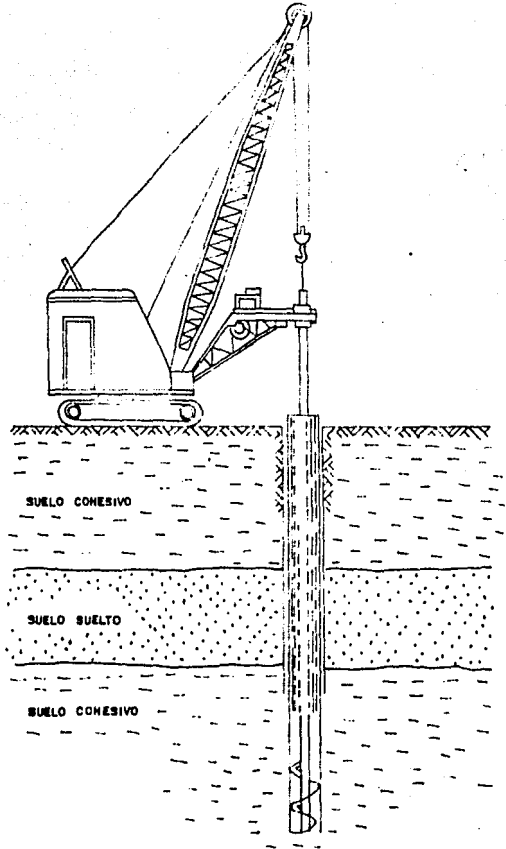
PUENTE COATZACOALCOS II



METODO DE ADEME, EXTRACCION DESPUES DE SELLAR
EL ADEME EN SU BASE

U.N.A.M.
ENEP - ACATLAN
FIGURA 8

PUENTE COATZACOALCOS II



TERMINACION DE EXCAVACION

U. N. A. M.
ENEP - ACATLÁN
FIGURA 9

resulta necesario fijar dientes en el fondo del ademe - con el fin de penetrar el suelo impermeable y así asegurar el sello. Evidentemente, no es posible emplear el método de ademe si no se logra el sello o si no existe una formación impermeable a través de la cual pueda perforarse el tramo inferior del pozo. La dificultad de - establecer, mediante barrenos exploratorios, si existe o no una formación de baja permeabilidad a una profundidad que permita fijar la base del pilote de manera adecuada, ha motivado muchas controversias entre ingenie--ros y contratistas.

Si se proyecta introducir refuerzo de acero armado - en perforaciones, según el método de ademe, aquel debe llevarse hasta el fondo.

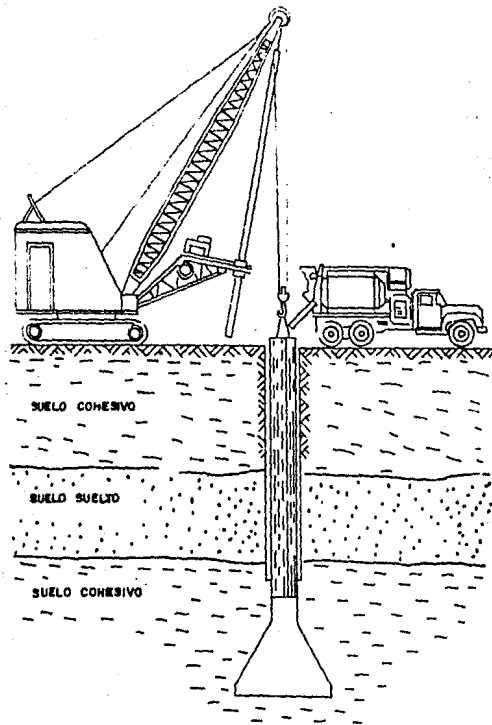
El refuerzo se diseñará según dos criterios:

- 1).- Por requisitos estructurales en cuanto a fle--xión y acción columnar al estar sometido a la - carga de la superestructura.
- 2).- Por requisitos impuestos por la necesidad de -- mantener la estabilidad del armado durante su - colocación y el colado del concreto.

Al colocar el acero de refuerzo debe llenarse en totalidad el pozo con concreto fresco que posea buenas características de flujo (vease Fig. 10). No debe extraerse el ademe hasta que el concreto haya llenado el pozo completamente para evitar los peligros asociados con la ruptura del sello en su base. Solo puede extraerse el ademe cuando la presión hidrostática en la columna de concreto es suficiente para expulsar el lodo atrapado detras del ademe hacia la superficie. La operación más crítica del método de ademe se indica en la Fig.11 , si no hay suficiente presión hidrostática en el concreto líquido al fondo del ademe, el lodo se colará en el pozo y puede provocar serios problemas (discontinuidades) en el cimiento.

En el caso de colar el concreto a una elevación adecuada pero que ha empezado a fraguarse, o bién el revestimiento ha sido insuficiente la fricción entre el concreto y el interior del ademe puede causar un movimiento de la columna de concreto hacia arriba al sacarse el ademe, de manera que el lodo queda en el pozo, provocando la falla del cimiento a una carga menor que la de di

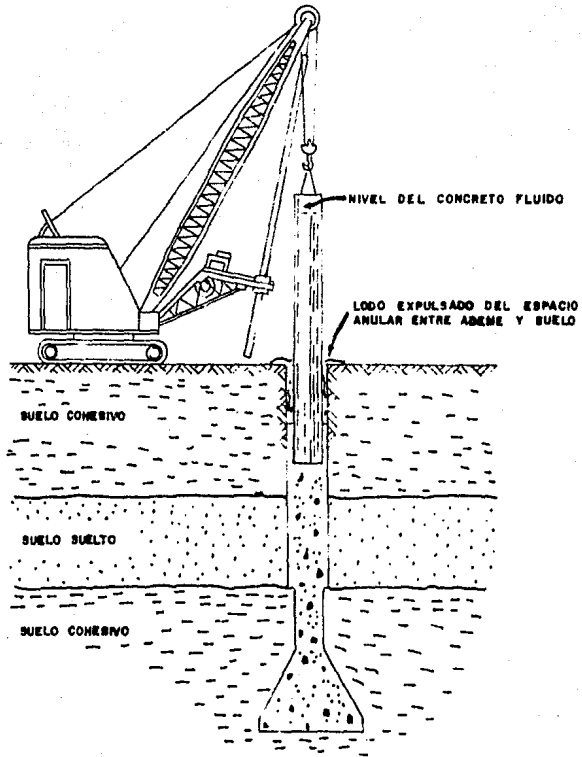
PUENTE COATZACOALCOS II



METODO DE ADEME, INICIO DEL COLADO

U.N.A.M.
ENEP - ACATLAN
FIGURA 10

PUENTE COATZACOALCOS II



METODO DE ADEME, EXTRACCION DEL ADEME

U.N.A.M
ENEP - ACATLAN
FIGURA II

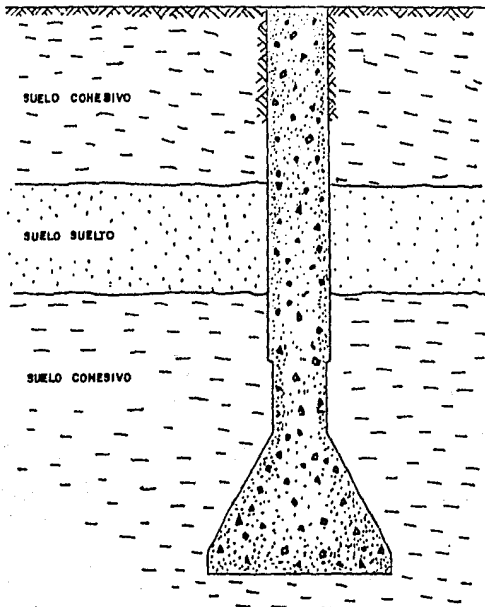
seño.

Como puede entenderse después de ver la Fig. 12, el tramo superior de la columna de concreto debe desplazarse hacia abajo con respecto al armado, al extraer el ademe. Este movimiento hacia abajo de la columna de concreto impondrá una fuerza en el mismo sentido al refuerzo, de una magnitud que dependerá de la resistencia al corte del concreto fresco a la velocidad de flujo que impera, y del área de superficie expuesta de los elementos del armado de acero. Este puede fallar por pandeo debido a torsión, por debilidad en las juntas o posiblemente, por el doblamiento de una sola varilla.

En la Fig. 12 se muestra el pilote terminado, y puede constituir una cimentación muy efectiva si se toman las precauciones debidas durante su construcción.

Hay casos donde el perfil del sub-suelo es tal que sólo existe un estrato delgado de suelo suelto. Es factible, entonces eliminar el empleo de pasta o lodo, e introducir el ademe al encontrar el suelo no cohesivo. Se fuerza el ademe a través del estrato delgado con un movimiento rotatorio hasta penetrar nuevamente en el

PUENTE COATZACOALCOS II



METODO DE ADEME, CIMENTO TERMINADO

U.N.A.M
ENEP - ACATLAN
FIGURA 12

suelo impermeable inferior. Los pasos siguientes corresponden a los ya descritos en párrafos anteriores.

En ocasiones puede encontrarse más allá del nivel freático un sitio donde el suelo suelto sea una arena con un estrato de arcilla firme subyacente. En este caso sería aceptable hincar el ademe mediante un equipo vibratorio u otro apropiado, a través de la arena hasta penetrar en el suelo impermeable. Sin embargo, pueden producirse asentamientos de consideración en la superficie debido a la densificación de la arena, de manera que en la vecindad de otras estructuras este procedimiento es inaceptable.

3) LODOS BENTONITICOS

INTRODUCCION

Desde principios de nuestro siglo y como consecuencia de la introducción de los métodos rotatorios al perforar pozos petroleros, se han utilizado lodos bentoníticos, primero para sacar los recortes de la perforación y posteriormente al observar en ellos otras propiedades interesantes, por ejemplo para enfriar y lubricar la sarta de perforación, controlar las presiones superficiales, limpiar el fondo de la perforación, mantener en suspensión los recortes al detener momentáneamente la circulación del fluido, mantener estables las paredes.

La experiencia petrolera sirvió de base para que en las pilas de cimentación, muros colados en sitio, perforaciones exploratorias, etc., se empezaran a utilizar las propiedades de los lodos bentoníticos.

Una de las primeras aplicaciones del lodo bentonítico en México, fue como fluido de perforación para hacer

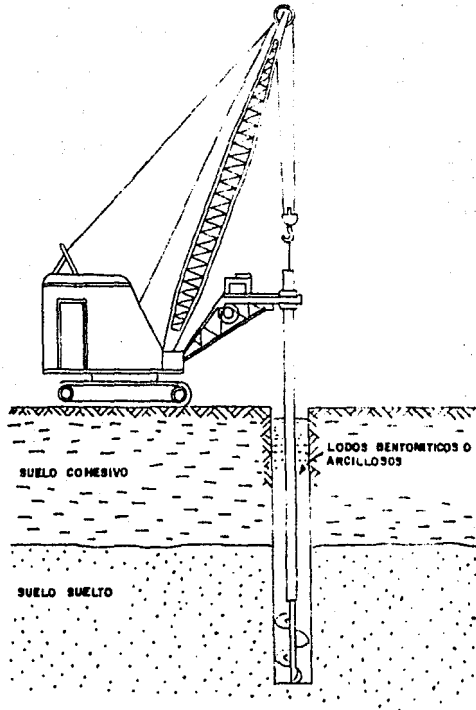
sondeos exploratorios en suelos y en rocas, con recuperación de muestras. Con ello se observó que a la vez -- que se estabilizaban las partes de la perforación, las muestras inalteradas se recuperaban con mejor calidad -- por haber menos azolves.

Más adelante se emplearon para la estabilización de las paredes de la perforación durante el colado en sitio de pilas construidas bajo el nivel frático. (Fig. -- -- 13)

Acualmente la tecnología europea ha desarrollado el uso de lodos fraguantes, mezclas de lodo bentonítico -- con cemento, para formar pantallas flexibles bajo presas, que logran simultáneamente impermeabilidad y facilidad de ajuste ante pequeños movimientos bajo las presas. También se emplean para formar barreras impermeables alrededor de excavaciones bajo el nivel freático, a fin de reducir el monto de filtraciones.

Puede decirse que la aplicación de lodos bentoníticos en obras de Ingeniería Civil es una excelente herramienta de trabajo y aún se encuentra en etapa de desa--

PUENTE COATZACOALCOS II



METODO DE LODO, PERFORACION EMPLEANDO LODOS

U. N. A. M
ENEP - ACATLAN
FIGURA 13

rrollo.

PREPARACION DE LOS LODOS BENTONITICOS

Antes de elaborar lodo bentonítico en grandes volúmenes, es aconsejable efectuar ensayos de laboratorio de las materias primas (bentonita y agua) para definir su proporción de mezclado y en su caso utilizar aditivos que constituyan un auxilio para obtener propiedades adecuadas para su función.

RENDIMIENTO DE LA BENTONITA

Es usual definir el rendimiento de una bentonita como la cantidad de m³. de lodo con viscosidad plástica de 15 cp. que pueden prepararse con una tonelada de bentonita.

AÑEJAMIENTO

Se ha comprobado que las propiedades físicas de un lodo bentonítico mejoran si antes de entrar en opera-

ción, se prolonga más de lo necesario el tiempo que - -
transcurre para que la bentonita se hidrate.

A esto se le denomina añejamiento.

Es usual permitir que el lodo tenga un añejamiento -
mínimo de 24 h., con lo cual su viscosidad plástica y -
punto de cedencia aumentan y el agua libre disminuye, -
aunque el espesor del enjarre permanece constante.

Cada bentonita comercial responde en forma diferente
al añejamiento, por tanto deben hacerse pruebas en labo
ratorio para formar criterios específicos.

CALIDAD DEL AGUA

Si el agua contiene sales en solución, en particular
calcio o magnesio, se afectan notablemente las propieda-
des del lodo bentonítico al no lograrse hidratación de
la bentonita, e inclusive lo pueden inutilizar si no se
emplean aditivos correctivos.

La selección del aditivo correctivo para hacer posi-
ble la elaboración del lodo bentonítico debe efectuarse
en base a análisis químicos y ensayos de laboratorio, -

particulares a cada caso.

ACCION ESTABILIZADORA

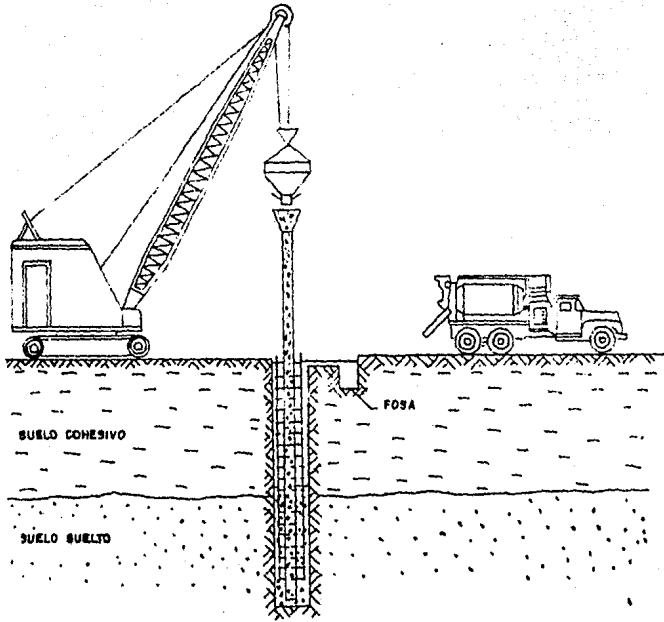
Al construir pilas y muros colados en sitio en suelos bajo el nivel freático, se hace necesario el empleo de lodos bentoníticos para mantener estables las paredes del suelo, durante la excavación, colocación del acero de refuerzo y colado con concreto. (Fig. 14).

La densidad del lodo interviene directamente en la presión de la columna de lodo que estabiliza las paredes de la excavación.

El enjarre contribuye a la estabilidad, formando una película impermeable, sobre la que actúa la presión del lodo.

La viscosidad y punto de cedencia ayudan a mantener en suspensión los recortes de material durante la excavación, con lo que se impide la formación de azolves indeseables bajo el apoyo de pilas y muros colados en sitio.

PUENTE COATZACOALCOS II



METODO DE LIDOS, COLADO

U.N.A.M
ENEP - ACATLAN
FIGURA 14

4) COLOCACION DE CONCRETO

CONSIDERACIONES GENERALES

La colocación del concreto en las pilas fue por el método de tubo-embudo tremie, es la más frecuentemente usada para vaciar el concreto bajo el agua por este método, el concreto se deposita bajo la superficie del concreto fresco colocado anteriormente; la colocación puede ser de alimentación por gravedad, desde arriba de la superficie del agua, por un tubo vertical conectado a una tolva en forma de embudo en la parte superior.

El concreto asciende por el tubo-embudo hacia afuera desde el fondo del tubo, empujando la superficie existente del concreto hacia afuera y hacia arriba. Mientras el flujo sea suave, de manera que la superficie del concreto adyacente al agua no se agite físicamente, se obtendrá un concreto de alta calidad. La colocación puede llevarse a cabo en otros líquidos más ligeros del concreto, tales como lodo bentonítico para satisfacer condiciones especiales. El concreto colocado por tubo-

-embudo se emplea sobre todo para ataguías o sellados de cajones secciones estructurales tales como guías de puente, muros en diques, secos, piso, etc., y como sellado en secciones prefabricadas de túneles.

EQUIPOS Y REQUISITOS PARA EL MEZCLADO

El diámetro del tubo-embudo es normalmente de 8 veces el tamaño máximo del agregado grueso. Los tubos de 25 hasta 30 cm. (10 à 12 pulgadas) de diámetro, en tramos de 3 metros (10 pies), son los más comunes. Una tolva de forma de embudo se atornilla en la parte superior del tubo, y un tapón de madera, pelota de hule, bola de artillera u otro cierre, se emplea al empezar la colocación. El equipo de levantamiento tiene que estar continuamente disponible para subir y bajar el tubo mientras se coloca el concreto, así como las herramientas para atornillar y desatornillar las secciones del tubo.

Hacia abajo, dentro del tubo por el primer concreto que se coloca, este sello sirve como pistón bajo el - -

peso del concreto e impide que segregue al desplazar y expulsar el agua por el fondo del tubo. La colocación debe empezar lentamente para reducir al mínimo la socavación del fondo o el lavado del concreto anteriormente vaciado. Para evitar la socavación y asegurar una base estructural adecuada para el concreto, algunas veces es necesario colocar una capa de roca graduada apropiadamente, antes de empezar el vaciado. Durante la colocación del concreto; debe evitarse cualquier movimiento innecesario del tubo para reducir la formación de bolsas de grava y nata; y también es aconsejable colocar el concreto uniformemente para evitar el asentamiento - disparejo de la base.

CONCRETO VACIADO POR TUBO-EMBUDO

El fondo del tubo-embudo debe quedar siempre en el concreto fresco; después de que se haya empezado la colocación a mayor penetración del tubo en el concreto; más plano será el declive terminado. Las revolturas de concreto deben ser depositadas en el tubo-embudo a un -

ritmo uniforme para tener un flujo continuo.

Las demoras de más de 5 minutos entre las mezclas -- son indeseables. El equipo utilizado frecuentemente -- para transportar el concreto a la tolva del tubo-embudo se compone de grúas y recipientes, banda transportadora y bomba; el tubo debe levantarse lentamente durante la colocación; generalmente desde 15 hasta 60 centímetros; (6 pulgadas a 2 pies) a la vez, manteniendo el fondo -- del tubo a un nivel que de un flujo deseado a través de el. Se ha de tener especial cuidado en verificar que -- el fondo del tubo no se levante fuera del concreto plás tico; si ésto sucede, hay que sacarlo, ponerle nuevos -- sellos y volver a empezar. Cuando el flujo debe tenerse por poco tiempo; el tubo debe introducirse más pro-- fundamente dentro del concreto plástico.

El espacio de los tubos depende del espesor del va-- ciado y de la cantidad de pilotes o refuerzos.

La separación es aproximadamente de un tubo por cada 28 metros (300 pies) cuadrados de superficie, o de unos 4.5 (15 pies) de centro a centro. Sin embargo, este --

puede aumentar hasta 12 metros (40 pies) en una masa -- profunda no congestionada, en la que se emplea concreto con retardante.

Cuando la colocación se aproxima a su término, los -- tubos se trasladan a las esquinas y áreas bajas para -- llevar el colado a su nivel final. Tan pronto como se termina la colocación debe usarse una bomba de agua - - acondicionada por aire para quitar la espuma o nata que se haya pegado en las áreas bajas en los lugares donde estuvo la tubería.

El ritmo normal de colocación varía usualmente desde 1/2 hasta 3 metros, (1 1/2 hasta 10 pies) de altura por hora; si se sobrepasa, se pueden obtener superficies -- más planas, pero el aumento de la presión sobre las cimbras generalmente marcan el límite, y un impacto excesivo se produce a la salida del tubo, sobre todo en el vaciado de muros estrechos en estas condiciones se requiere un flujo de concreto uniforme a velocidad reducida y un manejo uniforme y seguro de los tubos. El flujo y -- los declives se miden regularmente durante la coloca- -

ción mediante el uso de una sonda.

CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES

Las mezclas de concreto con resistencia a compresión y revenimientos altos, usados en este método son, con frecuencia de 281 a 563 kg/cm². (4,000 hasta 8,000 pies) a los 20 días. Las condiciones de curado son excelentes y la contracción es baja. La superficie que estará en contacto con el concreto deben estar libres de lodo, azolve marino, produce alta resistencia, rápida aunque la temperatura del agua sea tan baja como 4.4 °C

MEDICION, MEZCLADO, TRANSPORTE Y COLOCACION DE CONCRETO

Cuando se colocan grandes masas de concreto por este método del tubo-embudo, los cambios volúmetricos debidos al aumento de temperatura pueden merecer especial consideración.

Las proporciones de la mezcla de concreto para la co

locación de éste método de tubo-embudo, difieren de las mezclas estructurales ordinarias, por la necesidad de que la mezcla fluya a su lugar lentamente por gravedad sin vibración o ayuda mecánica. La mezcla debe proporcionarse para un revenimiento de 14 a 23 centímetros. (6 a 9 pulgadas)

Generalmente se prefiere emplear grava redonda en lugar de roca triturada, por las necesidades de fluidez. El tamaño máximo del agregado es generalmente de 40 milímetros (1 1/2 pulgadas); sin embargo, un tamaño nominal de 20 milímetros ó 9.52 milímetros (3/4 ó 3/8 de pulgadas), puede emplearse para secciones complejas y bajo condiciones de flujo críticas. La proporción de agregado fino (arena) es generalmente del orden del 40 al 50% del peso total del agregado. Se ha comprobado que los aditivos retardantes y reductores del agua que cumplan con la norma ASTM C 494 con una ayuda en la colocación del concreto, y el efecto retardante disminuye el desarrollo del calor y provee inclinaciones más planas con menos nata, los aditivos inclusores de aire y -

las puzolanas también son benéficos a las características de flujo. Para mejorar la calidad estructural y de colocación debe mantenerse la temperatura del concreto tan baja como sea práctico, generalmente menos de 21.1 grados centígrados (70 °F), la máxima relación agua/cemento recomendable para concreto colocado por tubo-embudo (TREMIE) bajo el agua es de 0.44 por peso.

PROCEDIMIENTO

Las secciones de tubo-embudo se atornillan empleando un empaque en cada junta para evitar fugas; un tapón de madera con empaques de hule u otro sello (cierre) adecuado, se ajusta con alambre ligero a un extremo del tubo, antes de bajarlas e introducirlo en el agua. El alambre se rompe cuando la primera mezcla de concreto es colocada.

El hecho de que el tubo vacío flote frecuentemente, constituye un problema cuando el concreto se coloca por medio de tubo-embudo a 21 metros (70 pies) o más de profundidad. Cuando este problema se presenta es conve-

niente empezar la operación de colocación del concreto con agua dentro del tubo. En éste caso se coloca una pelota de hule, u otro sello adecuado, bien ajustado -- dentro del tubo de caída, cerca del borde, y es empujado hacia tomar precauciones para limitar los aumentos de temperatura, en cuyo caso debe instalarse una instrumentación que lo prevenga.

INSPECCION

La inspección del concreto durante su colocación por éste método es difícil. El agua generalmente es turbia y la superficie del concreto fresco no puede soportar el peso de un buzo. Así, es aconsejable inspeccionar el equipo con cuidado y revisar los preparativos antes de empezar la colocación. La evaluación correcta de -- las dosificaciones propuestas para el mezclado y la inspección de todas las etapas de la producción de concreto durante la colocación son esenciales.

Debe inspeccionarse la resistencia y el peso adecuado de la tubería para concreto de tubo-embudo (TREMIE),

y los acoplamientos herméticos de todas las partes que van a quedar en contacto con el concreto. Debe verificarse también la limpieza. El estado de las juntas del tubo-embudo durante la colocación debe ser continuamente revisado, y tomarse medidas apropiadas en caso de fugas en las juntas.

Las obstrucciones, frecuentemente seguidas por pérdida del tubo-embudo, son causadas por cosas tales como arqueado (curvaturas), demoras en la colocación (a veces solo de 10 minutos), segregación, mezclas no manejables o por fugas en la tubería. No deben permitirse esfuerzos violentos para limpiar los tapones de la tubería -- con tirones y jalones por la posibilidad de formación de fisuras, natas y bolsas de grava.

En la colocación, no deben permitirse vibraciones, agitaciones o movimientos contrarios del concreto.

Cuando el concreto se pone en cimbras, debe usarse ligaduras y anclas apropiadas para impedir la salida de la lechada. La colocación del concreto (TREMIE) por tubo-embudo, debe controlarse por personal calificado --

mediante observación continua e interpretación de los sondeos. Después de que el concreto ha endurecido, un buzo debe inspeccionar la superficie antes de desaguarla, y más tarde deben inspeccionarse todos los agujeros de manejo, los puntos claves y uniones para llenarse -- por completo.

5) TABLESTACADO

ATAGUIAS

Cuando se van a construir en agua las pilas, y la -- profundidad de éstas no excede de 2 ó 3 metros, pueden construirse ataguías de tablestacas de madera.

Las tablestacas pueden tener diversas formas. Se -- hincan al rededor del área en que se va a extraer el -- agua y se apuntalan cerca del nivel del agua por medio de largueros y puntales. Las partes inferiores de las tablestacas se apoyan en el suelo en que se hincan.

Para mayores profundidades, las tablestacas de made- ra resultan inadecuadas y el recinto se forma usualmen- te con tablestacas de acero. Uno de los tipos más sen- cillos de ataguías consiste en un espacio rodeado de ta- blestacado con apuntalamiento interior, las tablestacas se hincan hasta que sus extremos inferiores se encajan y se llenan, en el suelo inferior. Frecuentemente se - prolongan cuando menos a toda la profundidad que va a - tener la pila. Antes de achicar el agua de la ataguía,

se instala un conjunto de puntales, precisamente arriba del nivel del agua. Luego se hace descender dicho nivel hasta que llega el correspondiente a otro conjunto de puntales.

Se continúan los descensos sucesivos del nivel del agua y la instalación de apuntalamientos hasta que se agote el agua después, el resto de la excavación se hace completamente en seco. Con frecuencia se prefabrican varios juegos de apuntalamientos que se colocan simultáneamente en la atagüa y que se ponen en posición con la ayuda de buzos, antes de achicar la atagüa.

Una de las principales dificultades de las atagüas de pared sencilla es la filtración a través de los empalmes de las tablestacas, especialmente al principio del desagüe. Frecuentemente, se acumulan cenizas, u otros materiales por el lodo exterior de la atagüa para tapar las fugas.

Al descender el nivel de agua, las tablestacas se inclinan hacia adentro y sus empalmes se hacen más impermeables. Si la profundidad de la atagüa llega a --

ser muy grande, puede resultar impracticable abatir el nivel del agua lo suficiente sin riesgo de provocar falla de fondo. Mediante dragado pueden hacerse excavaciones mucho más profundas bajo el agua. En ese caso se cuela en el fondo un tapón de concreto lo suficientemente pesado para resistir la subpresión antes de desaguar la atagüa. Para excavaciones grandes bajo tirantes de agua de no más de 6 metros, frecuentemente se -- hinca una sola pared de tablestacas y se apuntalan con breñas de tierra. Las corrientes del agua atacan fácilmente a las atagüas de éste tipo y usualmente deben -- protegerse de sus frentes exteriores con enrocamiento. La atagüa de doble pared de tablestacas resulta adecuada para tirantes de agua mayores. Consiste en dos hileras de tablestacas conectadas por tirantes. El espacio entre las tablestacas se llena con roca o suelo.

Cuándo la profundidad del agua es muy grande, se -- usan atagüas de tablestacas circulares. Cada celda se llena de roca o de grava.

El tipo circular tiene la ventaja de que cada celda

es independientemente estable. Por lo tanto, durante la construcción, la atagüa es casi invulnerable a las avenidas repentinas o a las tormentas. En las pilas de los puentes pequeños, las celdas se hacen suficientemente grandes para que abarquen toda la cimentación. Como éstas celdas no pueden llenarse, las tablestacas deben apoyarse en anillos circulares.

Al término de la construcción de los pilotes se procedió al hincado de tablestacas metálicas planas ensamblables, de 12 m. de longitud utilizando un equipo vibratorio, suspendido de la pluma de una grúa, para formar una atagüa circular de 30 m. de diámetro que permitiera la excavación para construir la zapata.

Para rigidizar la atagüa, a medida que se efectuaba la excavación interior, se colocaron 6 marcos circulares, horizontales, formados con viguetas metálicas y concreto reforzado. (Foto No. 15)

Como el desplante de la zapata se debería realizar -

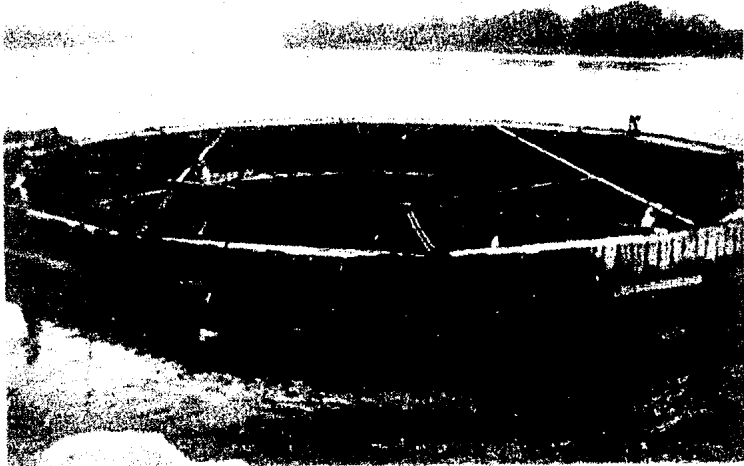


Foto No. 15

Panorámica de Tablestacado.

aproximadamente 7 m. abajo del nivel freático, para controlar el flujo de agua dentro de la atagüfa y hacer la excavación en seco.

Se instalaron 6 equipos de bombeo de tipo profundo - con bombas sumergibles y capacidad de 5 lts/seg. cada una, accionadas automáticamente con electroniveles. - -
(Foto No. 16)

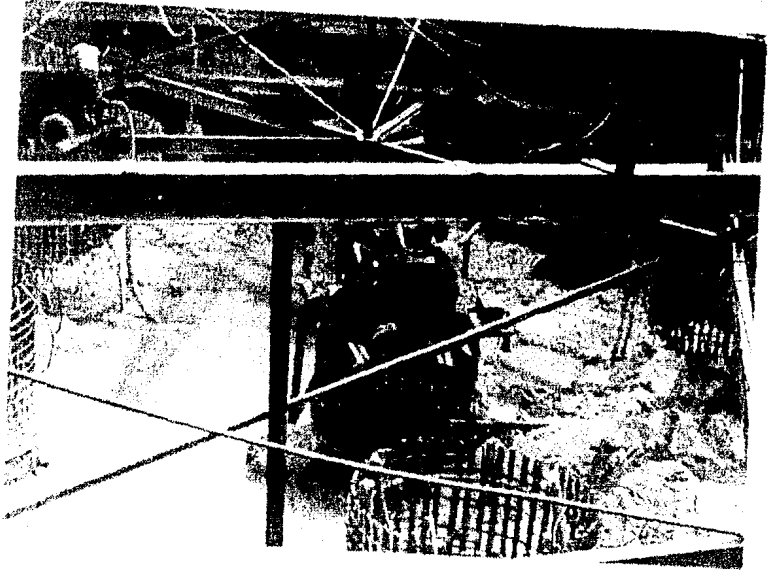


Foto No. 16

Bombeo.

6) PRUEBA DE CARGA SOBRE PILA EN SITIO

Teniendo las condiciones del suelo en la zona donde se construye el puente Coatzacoalcos II, se consideró - pertinente realizar una prueba de carga en sitio, con - objeto de comprobar en la práctica la resistencia real a la carga del sub-suelo, donde habrían de llevarse a - cabo las obras de cimentación de los apoyos principales, se construyo una pila de prueba de concreto, con una -- profundidad de 25 metros con 0.90 m. de diámetro en el fuste y 80 cm. de diámetro en el extremo.

Realizada la perforación y estabilizada con lodo ben tonfítico y para conocer las cargas a las que se somete la punta de la pila, se instrumentó en el extremo inferior de ésta, una celda de presión tipo Carlson, misma que se dispuso alojada en una pieza precolada de forma cilíndrica que se bajo hasta 25 metros de profundidad, conjuntamente con el armado de acero de refuerzo de la pila.

A continuación se procedio al colado del concreto -- con la utilización de un tubo tremie.

Para la prueba fue menester acondicionar una estructura de reacción, un sistema de aplicación de carga sobre la pila, otro para la medición de deformaciones en la cabeza de ésta y uno más para registrar la carga en el extremo inferior.

El sistema denominado de "Reacción", cuenta con dos partes integradas por el marco de reacción, formado de vigas "I" gemelas de acero, tipo A-36, con longitudes de 745 cm. y un peralte de 85 cm. colocados en forma de cruz, con apoyos articulados en sus extremos y reforzada en los puntos de concentración de las cargas mediante atisadores. Para diseño de profundidad.

Para su armado se empleo acero de refuerzo de alta resistencia f_y 4,200 kg/cm². y un concreto de resistencia f'_c = 250 kg/cm². colada en perforación estabilizada con lodo bentonítico y mediante tubería tremie.

La integración de las pilas al sistema se efectuó -- soldando a los respectivos armados, placas de 2 pulgadas de espesor, en las que se dispusieron las articulaciones para los apoyos del marco de reacción.

Con cuatro gatos hidráulicos de 200 toneladas de ca-

pacidad y 25 cm. de carrera comunicados a una bomba -- hidráulica manual de 10,000 psi, se implementó la carga en la cabeza de la pila, misma que se cabeceo con un -- mortero adicionado con aditivo ferroplast, con resistencia de 250 kg/cm²., con el fin de uniformizar las car--gas.

Aunado a lo anterior se colocó un disco de triplay -- de 1/4 de pulgada entre la placa de apoyo de los gatos y el mortero de ferroplast, evitando con ello cualquier efecto no deseado en los puntos rígidos.

Para el sistema de medición de deformaciones se construyó una estructura de 8.0 m. de longitud por 1.0 m. -- de altura, formada por ángulo Dexión, en la cual se apo-yaron sobre las placas de acero dos micrómetros con -- bases magnéticas.

Posteriormente esta estructura se fijó en un extremo, quedando libremente apoyada en el opuesto, lo que permite su libre desplazamiento horizontal.

Después se aislaron los apoyos de los micrómetros -- con un material a base de fibra de vidrio y polietileno, que evita las deformaciones provocadas por los cambios

de temperatura.

Las cargas en punta fueron evaluadas con el sistema de medición mencionado, utilizándose una celda de presión tipo Carlson, ubicada en el extremo interior de la pila, conectada a un aparato lector de tipo puente de Weanston, especial para celda, con un cable que corría ahogado a lo largo de la pila.

Con periodicidad de media hora, se realizaron lecturas antes y después de cada variación de carga.

El contenedor de la celda de presión que se instrumentó en la punta de la pila, es un cilindro de concreto reforzado de 0.80 m. de diámetro por 0.50 m. de altura.

Este cilindro fué fabricado en la Ciudad de México, y transportado al sitio de la obra para poder calibrar previamente la celda con la máquina universal del laboratorio de ensayos de SAHOP. (Fig. No. 17)

La prueba se efectuó en tres ciclos de carga, el primero con una carga máxima de 320 toneladas, el segundo 480 toneladas y el tercero de 520 toneladas, en el cual se consiguió la penetración franca de la pila en el te-

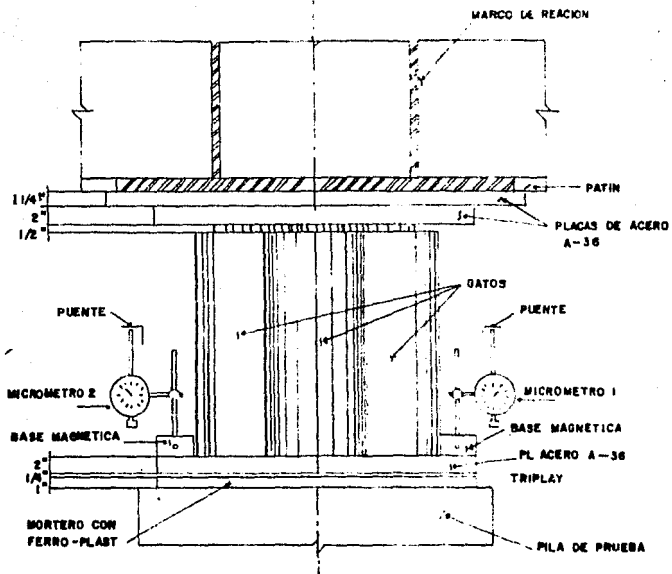
rreno.

En la interpretación de la prueba se observó un cambio considerable cuando la carga aplicada a la pila -- ascendió de 120 a 160 toneladas, de donde en teoría, se deduce que la fricción lateral de la pila fue aproximadamente de 140 toneladas y la fricción lateral unitaria de 2 ton/m²., detectandose a las 395 toneladas de carga.

En atención a que ese valor pertenece a la carga -- última de la pila, incluyendo la fricción lateral, se -- determinó que la capacidad en la punta sería de 225 toneladas y para el estrato arcilloso duro de 508 ton/m²., aplicando el factor de seguridad para cargas normales a un medio de capacidad de la carga admisible, se determi -- nó que éste será de 254 ton/m². y para condiciones even -- tuales de carga, se consideró un factor de seguridad de 1.5, de donde resultan 338 ton/m².

Así se concluyó que una pila de cimentación de 2.5 -- metros de diámetro en la punta, con un empotramiento -- igual al de la pila de prueba en el estrato de apoyo, -- resistirá 1,659 toneladas en condiciones de carga even -- tuales.

PUENTE COATZACOALCOS II



PRUEBA DE CARGA EN PILA DE MARGEN IZQ.

U. N. - A. M
 ENEP - ACATLAN
 FIGURA 17

7) SECUELA DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

PILA No. 4

Como se puede apreciar el apoyo cuatro es el principal de la margen derecha, y dadas las condiciones de -- trabajo del sub-suelo que hemos señalado, fue necesario que su cimentación se desplantara a 20 metros de profundidad.

EXCAVACION Y COLADO DE LOS PILOTES

La excavación de los pilotes se llevó a cabo mediante una perforadora SOILMEC RT 3/S, montada sobre una -- grúa LINKBELT LS 118 de 60 ton. de capacidad, (Foto No. 18) con la cual se acciona un bote cortador tipo CADWEL de 2.50 m. de diámetro, utilizando ademe metálico recuperable para los primeros 6 m., es decir en la parte su perior de la perforación y colocando lodo bentonítico - simultáneamente con la extracción del material excavado, para estabilizar la perforación. (Foto No. 19) Se esta

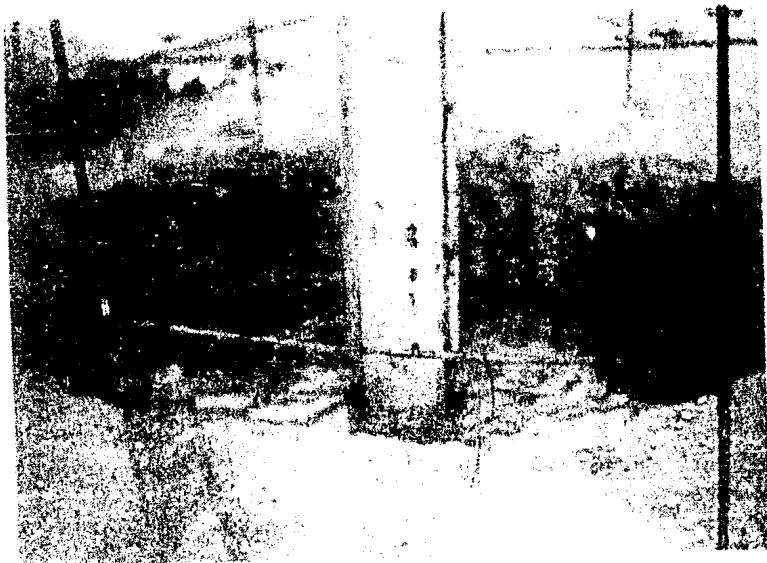


Foto No. 19

Colocación en el interior de la perforación,
lodo bentonítico.

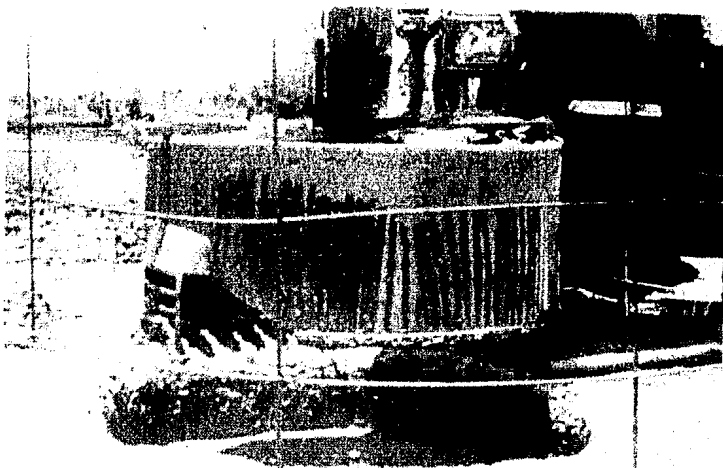


Foto No. 18

Perforación con máquina rotatoria, montada
sobre guía.

bleció como condición el que no se construyera inmediatamente dos pilotes contiguos, en previsión de posibles fallas del suelo, de procederse así.

Una vez terminada la excavación se introdujo el acero de refuerzo, previamente armado en secciones de 12 m. de longitud. (Foto No. 20)

El colado se hizo utilizando un tubo "Tremie" de 30 cm. de diámetro, alimentado con una bomba de concreto - WHITEMAN P-80, concreto que a su vez procedía de una planta ORU-10-40 con capacidad de 30 m³/h. (Foto No. 21)

Es muy importante que el extremo inferior del tubo se mantenga ahogado en el concreto que se va colando para evitar su contaminación con el lodo bentonítico.

El colado del pilote debe realizarse en una sola operación y llevarse hasta la elevación que indique el proyecto, previendo demoler la parte superior susceptible de contaminarse y que en este caso se determinó en 1.50 M.

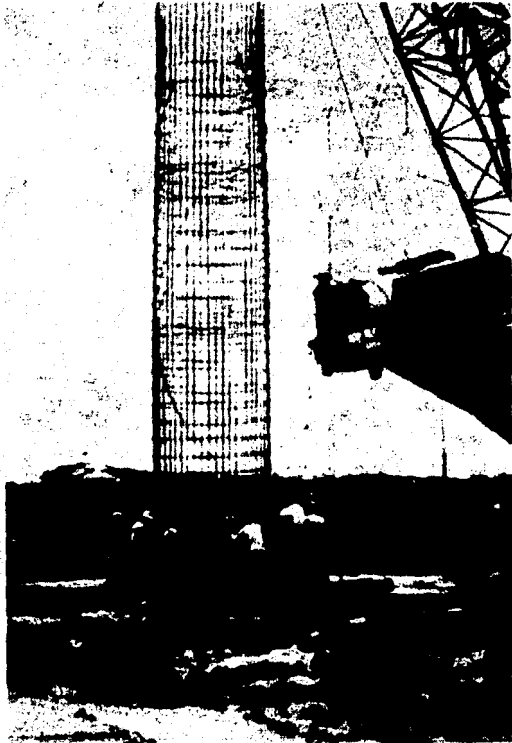
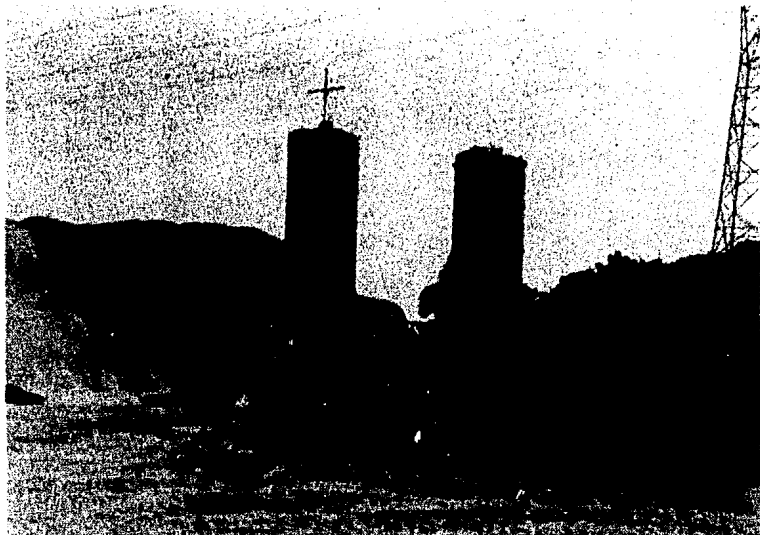


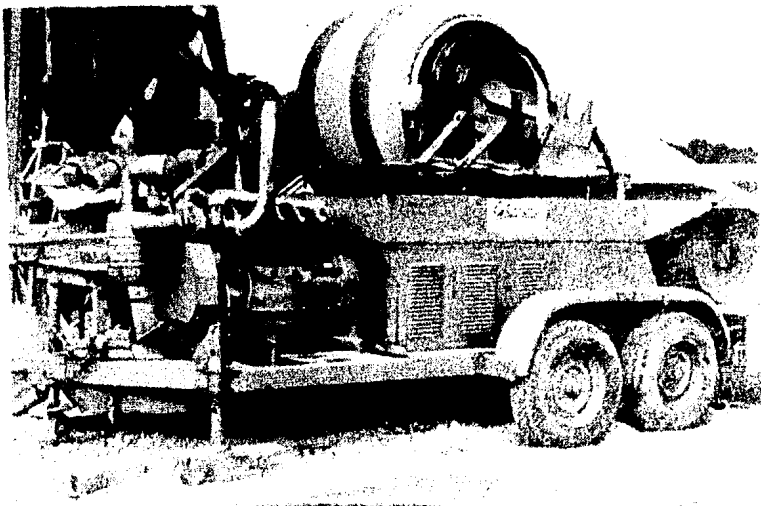
Foto No. 20

Colocación de acero de refuerzo.

Foto No. 21



Planta de concreto ORU-10-40 con capacidad de 30 m³/h.



Bomba para concreto WHITERMAN P-80.

HINCADO DEL TABLESTACADO PERIMETRAL CIRCULAR

Al término de la construcción de los pilotes se procedió al hincado de las tablestacas metálicas para formar la atagüa que permitiera la excavación para construir la zapata; el diámetro de la atagüa fue de 30 m. y 12 m. de profundidad. (Foto No. 22)

Las tablestacas son planas ensamblables tipo FL-12 y su hincado se hizo con un equipo vibratorio, ICE-812, - (Foto No. 23) suspendido de la pluma de una grúa LINK-BELT LS-108. Para rigidizar la atagüa a medida que se efectuaba la excavación interior, se colocaron hasta 6 marcos circulares, horizontales, formados con viguetas metálicas y concreto reforzado.

INSTALACION Y OPERACION DEL SISTEMA DE BOMBEO

Como el desplante de la zapata se debería realizar - aproximadamente 7 m. abajo del nivel freático, para controlar el flujo de agua dentro de la atagüa y hacer la



Foto No. 22

Tablestacado perimetral circular.

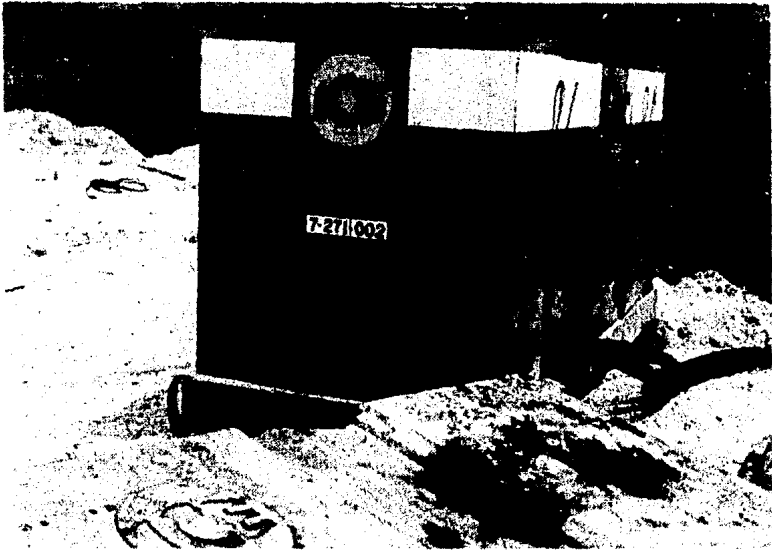


Foto No. 23

Vibro-hincador ICE modelo 812.

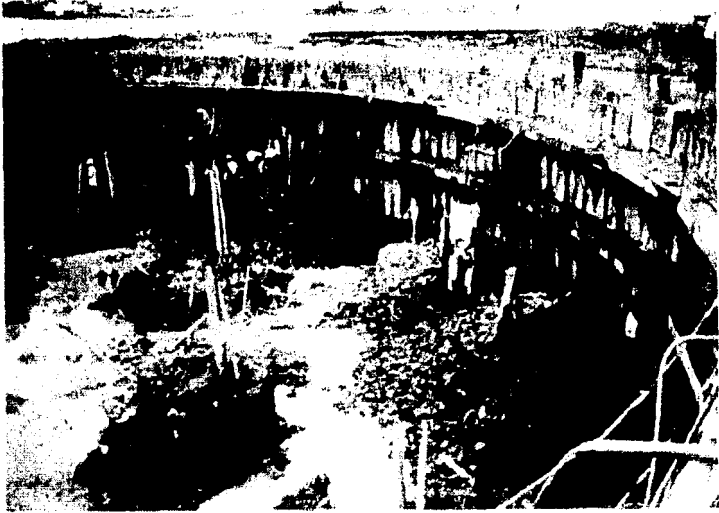
excavación en seco, se instalaron 6 equipos de bombeo, tipo profundo, con bombas sumergibles accionadas automáticamente con electroniveles. La capacidad de cada bomba es de 5 lts/seg.

La excavación para desplantar la zapata se llevó a 7 m. de profundidad y se hizo parcialmente con mano de obra en la proximidad de la tablestaca, por la obstrucción que ofrecían los marcos rigidizadores; la parte restante con una draga.

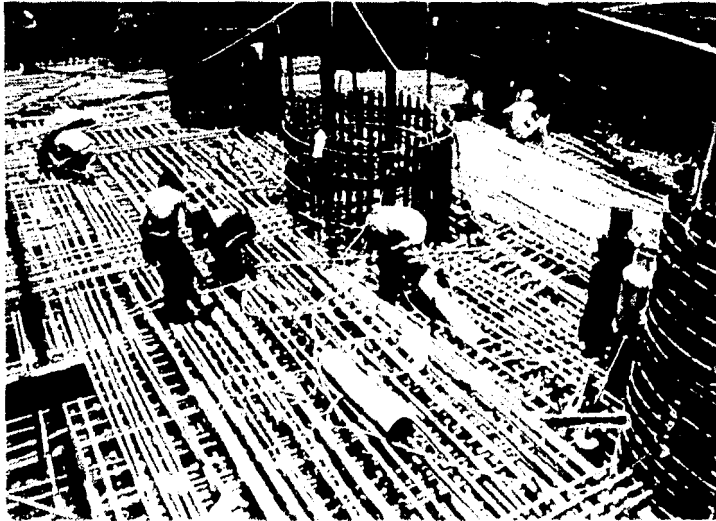
ARMADO Y COLADO DE LA ZAPATA

Terminada la excavación se coló una plantilla de concreto simple de 50 cm. de espesor y se procedió a la demolición de la parte superior de los pilotes, contaminada o no, y garantizar que el pilote con concreto sano, quedara ahogado 10 cm. dentro del cuerpo de la zapata (Foto No. 24). A continuación se colocó el acero de refuerzo correspondiente a la llamada parrilla inferior, compuesta de varios lechos, y se limitó al área de la zapata mediante el molde respectivo; debido a las limi-

Foto No. 24



Excavación de zapata.



Armado de zapata.

taciones impuestas por la cantidad del refuerzo y para disminuir el tiempo de armado, se emplearon conectores tipo CAD-WEL en sustitución de soldadura o traslape, - cuando fue necesario disponer de una mayor longitud de varilla.

En vista del fuerte volumen del concreto en la zapata, 2,416 m³., la colocación del concreto se llevo a - cabo en cuatro etapas, cada una con espesor de 1.25 m. y en toda el área de la zapata. Para cada colado y -- con el propósito de evitar las contracciones de temperatura, por el fraguado del concreto, en su elaboración se utilizó cemento de bajo calor, agua fría con temperatura de 20C a 30C y un aditivo retardante. Adicionalmente se enfriaron los agregados pétreos y las áreas - de trabajo se cubrieron con lonas.

PILA No. 5

El apoyo No. 5 que es el principal de la margen izquierda, se encuentra ubicado en la zona pantonosa del río.

La cimentación se integro con 18 pilotes de 2.5 m. - de diámetro, colados en el lugar bajo lodo bentonítico y acampanados en su base hasta un diámetro de 3.0 y su cabeza se ligo también con una zapata de 5 metros de es pesor.

Dado que este apoyo quedó ubicado dentro del curso - de las aguas del río a 70 m. de la margen, fue neces-- rio conformar una hilera circular de trabajo de 30.0 m. de diámetro, mediante un barril de tablestaca diseñada para trabajar en tensión relleno de suelo arenoso.

El hincado de la tablestaca de 12 a 15 m. de largo - formando un círculo de 30 metros, se realizo con un mar tillo vibratorio "ICE-812", el cual fue instrumentado a una draga LINK-BELT LS 108 que se instalo en un chalán de 33.5 x 12.2 m. con una profundidad de 2.1 m. movili- zada por un remolcador equipado con dos motores General Motor con reducción TWIN-DISC y 900 caballos de fuerza.

Terminando el hincado, se procedió al desazolve del fondo del cuenco, actividad que se llevo a cabo con una almeja accionada por la draga LINK-BELT modelo "LS-108" rellenandose el interior del barril con material arenoso de banco de préstamo. (Foto No. 25)

Para lograr una comunicación directa entre la isleta y la tierra firme, se construyo un puente de acceso. -- (Foto No. 26)

Concluidos los trabajos de relleno de la isleta, se iniciaron las obras de perforación y colado de pilotes, empleando el mismo equipo utilizado en el apoyo No. 4, además de un ademe metálico recuperable de 2.6 m. de -- diámetro interior y 17 m. de longitud, hincado por vi-- bración en todo el tramo de relleno arenoso que se utilizo para conformar la isleta.

Terminando el colado de los pilotes se inició la excavación del interior de la tablestaca, empleando como troqueles anillos de IPR de 18" x 8 3/4", coronadas con trabes de concreto coladas en el lugar, rigidizando la estructura con ayuda de armaduras dispuestas en forma -

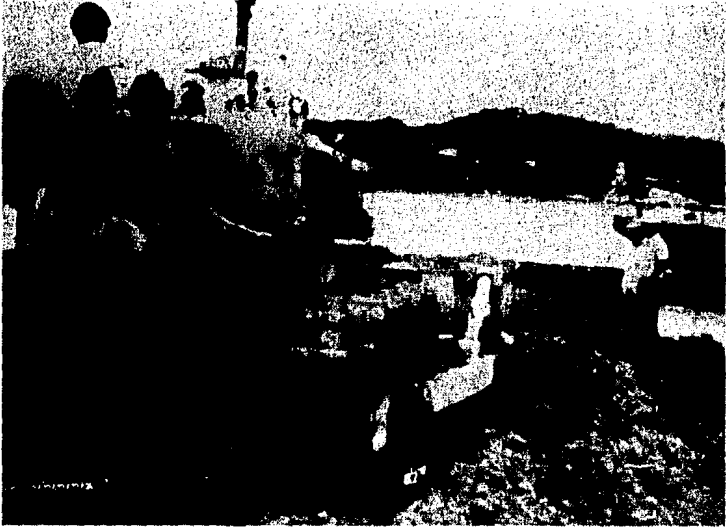


Foto No. 25

Relleno de tablestacado.



Foto No. 26

Puente de maniobras y atagúa metálica re-
queridos para la construcción de la pila -
No. 5.

de estrella de David F 16 en el interior del hueco pues se estimó que el anillo estructural no era suficiente - para recibir los impactos de las embarcaciones y chalanes necesarios para las maniobras.

El sistema de bombeo a base de pozos y bombas sumergibles se instaló antes de la excavación, siendo complementado con bombeo de achique interno por la afluencia de filtraciones.

El armado, cimbrado y colado de la zapata de liga se efectuó en forma similar a la margen derecha, empleando se los siguientes volúmenes de material: 3,100 m³. de perforación de pilotes; 3,090 m³. de concreto colado -- bajo lodo; 209 ton. de acero en pilotes; 1,272 m². de tablestaca; 4,950 m³. de excavación; 56 ton. de troqueles; 2,400 m³. de concreto para construcción de zapata, armada con 390 ton. de acero de refuerzo.

Es importante agregar que el gran volumen de concreto requerido para la zapata de liga de los apoyos 4 y 5, aunado a la complejidad del armado, hizo necesario cuatro etapas en el proceso de su colado.

INSTALACIONES NECESARIAS PARA LA
CONSTRUCCION DE PILAS DE GRAN DIAMETRO

Las instalaciones mínimas son tres principalmente, -
estas son:

- a).- Planta de lodos, la cual a su vez comprende: Un almacén de bentonita y barita, una planta de hidratación de bentonita, tanques para agua, tanque o carcamos con capacidad suficiente para -- contener el volumen teórico de una pila más un 40% de ese volumen para cubrir pérdidas, planta para recuperación de lodos y un sistema de bombeo para colocación y extracción de los mismos.
- b).- Planta para fabricación de concreto hidráulico. Esta debera tener la capacidad suficiente para realizar el colado de cada pila en el menor - - tiempo posible y debera contar con almacén de - cemento y agregados con la capacidad mínima requerida para una pila más un porcentaje para cubrir posibles sobre-excavaciones, las cuales -- pueden oscilar entre un 10 y un 30%.

c).- Patio para almacenamiento, habilitado y armado de fierro de refuerzo.

Esta área debera ser lo suficientemente extensa como para contener los armados necesarios para que la construcción de pilas sea continua.

CAPITULO TERCERO

PRESUPUESTO

1) ANALISIS DE UN PRECIO
UNITARIO.

Es factor determinante en la construcción de una obra el análisis que se haga de los precios unitarios, ya que éstos indicarán la cantidad de recursos de que se debe disponer, así como el costo de la estructura a construir, señalando la manera para que ésta resulte más económica.

En ésta obra se tuvo que utilizar maquinaria especial, tal como: grúas torre, grúas de oruga, máquina vibratoria para hincados de pilotes, dragas, equipo de bombeo, dosificadoras, etc., debido a los procesos sofisticados de construcción.

En cuanto a personal, se utilizó mano de obra de la región y se llevó gente calificada para actividades que necesitaban de mayor calidad.

PILA PRINCIPAL DEL PUENTE COATZACOALCOS II

RELACION DE EQUIPO

- 1) PERFORADORA SOILMEC RT 3/5
- 2) GRUA LINK-BELT LS-118 DE 60 TON. DE CAPACIDAD
- 3) BOTE CORTADOR TIPO CADWEL
- 4) BOMBA DE CONCRETO WHITEMAN P-80
- 5) PLANTA DE CONCRETO ORU-1040 CAPACIDAD 30 M3/H
- 6) VIBRATORIO ICE-812
- 7) GRUA LINK-BELT LS-108
- 8) BOMBA CON CAPACIDAD DE 5 LTS/SEG
- 9) CONECTORES TIPO CAD-WEL
- 10) CHALAN
- 11) REMOLCADOR
- 12) VIBRO-HINCADOR

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

C O N C E P T O

Trazo y nivelación de perforación de pilotes colados en sitio.

UNIDAD: M²

MATERIALES	U.	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
Cal.	Kg.	0.020	9.90	0.20
Hilo.	m.	1.000	0.30	0.30
Madera.	Pie	.008	145.00	1.16
MANO DE OBRA				
Cuadrilla de topografos.	m2.	0.0014	9,234.00	12.93
EQUIPO Y HERRAMIENTA				
Tránsito.	Hr.	0.0014	370.00	0.518
			COSTO DIRECTO	\$ 606.80
			INDIRECTO Y UTILIDAD 47%	\$ 285.19
			PRECIO UNITARIO	\$ 891.99

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

C O N C E P T O

Perforación con máquina rotatoria con capacidad de 20 toneladas de torque montada sobre grúa de 100 toneladas.

UNIDAD: M³

MANO DE OBRA	U.	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
Cuadrilla 3 (2 peones + 10% cabo)	Jor.	0.0463	2,754.75	127.54

EQUIPO Y HERRAMIENTA

Perforadora.	Hr.	0.3703	20,398.40	7,553.53
Herramienta menor	%	3	127.55	3.82

COSTO DIRECTO	\$ 7,684.90
INDIRECTO Y UTILIDAD 47%	\$ 3,611.90
PRECIO UNITARIO	\$11,296.80

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

C O N C E P T O

Suministro y colocación de bentonita para estabilización de suelos con recuperación del 65%

UNIDAD: M3

MATERIALES	U.	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
Bentonita.	Ton.	0.406	16,000.00	6,496.00
Agua.	M3.	0.80	250.00	200.00
MANO DE OBRA				
Cuadrilla 2 peones + 10% cabo en bomba.	M3.	0.0096	2,754.75	26.45
Cuadrilla 2 peones + 10% en recuperación.	M3.	0.0096	2,754.75	26.45
EQUIPO Y HERRAMIENTA				
Bomba para bentonita.	Hr.	0.077	404.80	31.17
Bomba para bentonita recu peración.	H	0.10	404.80	40.48
Dosificadora.	Hr.	0.0526	2,293.07	120.62
COSTO DIRECTO			\$	6,941.17
INDIRECTO Y UTILIDAD 47%			\$	3,262.34
PRECIO UNITARIO			\$	10,204.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

C O N C E P T O

Hincado de tubo metálico de ademe, en pilas coladas en sitio, por métodos mecánicos (grúa 100 Ton. y martillo vibratorio hidráulico)

UNIDAD: Pza.

MANO DE OBRA	U.	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
Cuadrilla de 4 peones.	Jor.	0.0937	7,334.64	687.25
EQUIPO Y HERRAMIENTA				
Tubo metálico.	Uso	1	17,000.00	17,000.00
Draga (grúa 100 Ton.) hincado.	Hr.	0.50	10,209.10	5,104.55
Martillo.	Hr.	0.50	3,763.67	1,881.83
Herramienta menor.	%	3	687.26	20.61

COSTO DIRECTO \$ 24,694.24

INDIRECTO Y UTILIDAD 47% \$ 11,606.29

PRECIO UNITARIO \$ 36,300.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

C O N C E P T O

Habilitado y armado de acero de refuerzo $f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$, in
cluye traslapes y desperdicio.

UNIDAD: Kg.

MATERIALES	U.	CANT.	COSTO	IMPORTE
Acero de refuerzo.	Kg.	75.00	174.72	1,304.00
MANO DE OBRA				
Fierro para habilitado y armado.	Jor.	4.30	2,391.00	10,281.30
Ayudante de fierrero.	Jor.	4.30	1,736.00	3,090.00
EQUIPO Y HERRAMIENTA				
Herramienta.	M.O.	0.03	17,746.10	532.38
FLETES				
Flete de acero.	Kg.	1.26	1,120.00	1,411.20
COSTO DIRECTO				\$ 16,618.88
INDIRECTO Y UTILIDAD 47%				\$ 7,810.87
PRECIO UNITARIO				\$ 24,430.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

C O N C E P T O

Concreto premezclado de 300 Kg/cm² de f'c en pilas coladas en si
tuo en pruebas de laboratorio.

UNIDAD: M³

MATERIALES	U.	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
Concreto premezclado f'c 300 Kg/cm ² .	M3.	1.03	12,505.00	12,880.15
MANO DE OBRA				
Cuadrilla de (4 peones + Of.)	Jor.	0.0104	23,026.44	239.47
EQUIPO Y HERRAMIENTA				
Bombas p/concreto.	Hra.	0.0833	1,886.44	157.14
Tubería tremie 12".	Hr.	0.0526	759.02	39.92
Vibradores.	H	0.0526	367.99	19.36
Herramienta menor.	%	3	239.47	7.18
COSTO DIRECTO				\$ 13,343.22
INDIRECTO Y UTILIDAD 47%				\$ 6,271.31
PRECIO UNITARIO				\$ 19,615.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

C O N C E P T O

Extracción de tubo metálico de ademe, en pilas coladas en sitio, por métodos mecánicos (grúa 100 Ton. y martillo vibratorio - - hidráulico)

UNIDAD: Pza.

MANO DE OBRA	U.	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
Cuadrilla de 4 peones.	Jor.	0.0937	7,334.64	687.25
EQUIPO Y HERRAMIENTA				
Tubo metálico.	Uso	1	17,000.00	17,000.00
Draga (grúa 100 Ton.) extracción.	Hr.	0.25	10,209.10	2,552.28
Martillo.	Hr.	0.50	3,763.67	1,881.83
Herramienta menor.	%	3	687.26	20.61
COSTO DIRECTO				\$ 22,141.97
INDIRECTO Y UTILIDAD 47%				\$ 10,406.72
PRECIO UNITARIO				\$ 32,549.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

FABRICACION DE PILAS DE CONCRETO PARA LA CIMENTACION DEL
PUENTE COATZACOALCOS II

RESUMEN DE PRECIOS UNITARIOS

C O N C E P T O	U.	CANTIDAD	COSTO	IMPORTE
Trazo y Nivelación.	M2.	4.90 c/u	892.00	4,371.00
Perforación.	M3.	176.71 c/u	11,297.00	1'996,293.00
Colocación Bentonita.	M3.	61.85	10,204.00	631,117.00
Hincado Ademe.	Pza.	1	36,300.00	36,300.00
Acero de Refuerzo - f y = 4000 Kg/cm2.	Kg.	10.240	24,430.00	250.163.00
Concreto f'c = 250 - Kg/cm2.	M3.	176.71 c/u	19,615.00	3'466,167.00
Extracción Ademe.	Pza.	1	32,549.00	32,549.00
I M P O R T E				\$ 6'416,960.00

=====

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

FLETES DE EQUIPO DE PERFORACION Y COLADO

C O N C E P T O

Transporte de draga, grúa, perforadora, equipo de bentonita y ademe metálico, incluye flete de maquinaria de ida y vuelta.

Tiempo de ida y vuelta	=	2 días	
Tiempo de armado y ajustes	=	2 días	
Tiempo de desarmado	=	1 día	
Tiempo de cambio de frente	=	1 día	
T O T A L		<u>6 días</u>	= 48 Hr.

EQUIPO Y HERRAMIENTA	U.	CANT.	COSTO	IMPORTE
Grúa adaptada para perforación.	Hr.	48.00	3,762.52	180,600.96
Perforadora para montarse - en grúa.	Hr.	48.00	1,707.16	81,936.00
Dosificadora de bentonita.	Hr.	48.00	1,026.13	49,254.24
Bomba de bentonita.	Hr.	48.00	58.08	2,787.84
Flete de maquinaria mediana.	Flete	2.00	17,259.20	34,518.00
Flete de maquinaria pesada.	Flete	2.00	43,438.92	86,877.84
			COSTO DIRECTO.	435,974.88
			47% INDIRECTOS Y UTILIDAD	204,908.19
			PRECIO UNITARIO	640,883.07

C O N C L U S I O N E S

El tipo de cimentación escogido para el Puente - - - Coatzacoalcos, fue el más adecuado ya que se tomó en cuenta la estatigrafía y propiedades del subsuelo deducidos de la exploración efectuada, así como la alta magnitud de las descargas que trasmite la estructura.

Se seleccionó el procedimiento constructivo más económico para la elaboración de las pilas, consistiendo en la -- perforación por maquinaria, ademe metálico, armado habilitado en obra y colado por el método de Tremie, ahorrándose con este procedimiento constructivo el costo de mano de -- obra, por otra parte se optimizó el tiempo de construcción de las pilas por la ventaja de excavar con perforadora.

Las ventajas que se tuvieron en la construcción de las pilas coladas en sitio son; su construcción rápida, la revisión de la excavación antes del colado, el control mediante muestras extraídas de los barrenos.

El Puente Coatzacoalcos actualmente funciona a toda su capacidad y demuestra la necesidad de su construcción.

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

- 1.- JUAREZ BADILLO, RICO RODRIGUEZ
MECANICA DE SUELOS
2a. ed. T II México, D. F. -
Edit. Limusa, 1979 p.p. 704

- 2.- FLETCHER, GORDON Y VERNON A. SMOOTS
ESTUDIOS DE SUELOS Y CIMENTACIONES
EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION
México, D. F. Edit. Limusa, 1982
p.p. 474

- 3.- ING. FROYLAN VARGAS G.
CONSTRUCCION DE UN NUEVO PUENTE SO-
BRE EL RIO COATZACOALCOS
México, D. F. Ed. Especial No. 2,
1982 p.p. 35

- 4.- PECK, HANSON
INGENIERIA DE CIMENTACIONES
2a. ed. México, D. F. Edit. - -
Limusa, p.p.

5.- CIMIENOS PROFUNDOS COLADOS EN SITIO

SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE - -
SUELOS, A. C.

México, D. F. 1976 p.p. 171

6.- ESTUDIO DEL SUB-SUELO PARA LA CIMEN-
TACION DEL PUENTE COATZACOALCOS II

Secretaría de Asentamientos Humanos
y Obras Públicas. p.p. 79

7.- INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL
CONCRETO, A. C. (IMCYC)

Control de calidad del concreto - -
(ACI-704)