

A los asistentes a los cursos del Centro de Educación
Continua

La Facultad de Ingeniería, por conducto del Centro de Educación Continua, otorga constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso. Las personas que deseen que aparezca su título profesional precediendo a su nombre en el diploma, deberán entregar copia del mismo o de su cédula profesional a más tardar 8 días antes de la terminación del curso, en las oficinas del Centro, con la Srita. Delgadillo.

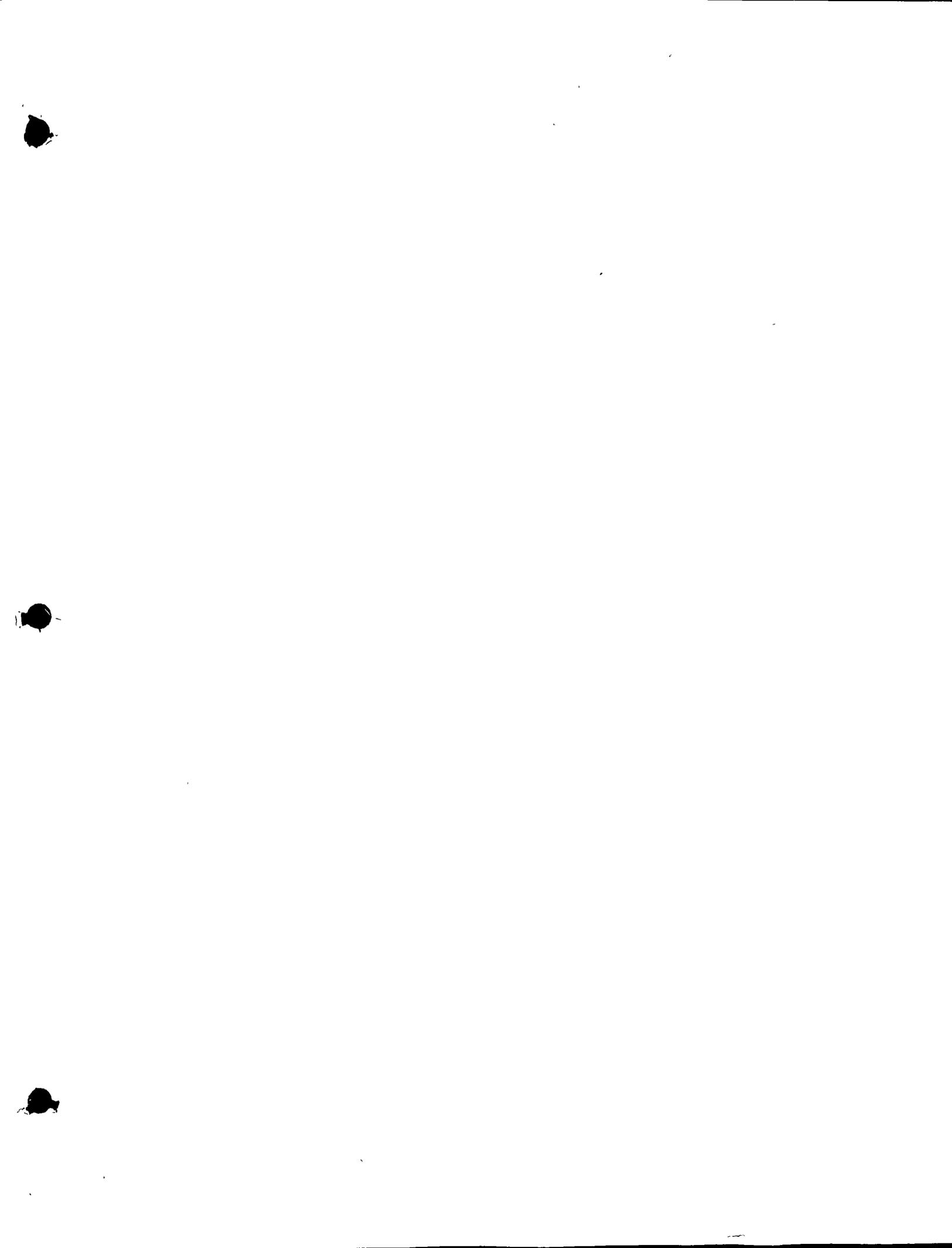
El control de asistencia se efectuará al terminar la primera hora de cada día de clase, mediante listas especiales en las que los interesados anotarán personalmente su asistencia. Las ausencias serán computadas por las autoridades del Centro.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece el Centro están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo para que coordinen las opiniones de todos los interesados constituyendo verdaderos seminarios.

Al finalizar el curso se hará una evaluación del mismo a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos por parte de los asistentes.

Las personas comisionadas por alguna institución deberán pasar a inscribirse en las oficinas del Centro en la misma forma que los demás asistentes.

Ing. Melesio Gutiérrez P.



6 de noviembre de 1973.

CURSO DE CONSTRUCCION DE PUENTES DE CONCRETO

TIPOS DE PUENTES

(Guía para la exposición del Ing. Modesto Armijo Mejía)

1.- Introducción.

Esta exposición se hará teniendo en cuenta que el interés de los asistentes al curso está más orientado a la construcción que al diseño. Se pondrá énfasis en la evolución de los tipos de puente en el último cuarto de siglo y, más que una exposición académica, que poco podría lograr en hora y media, será una invitación a reflexionar acerca de los factores constructivos determinantes en la selección de tipo.

2.- Superestructura.

2.1.- Losas.

a) Losas simplemente apoyadas y en voladizo.

Bajo las cargas concentradas de los vehículos, la flexión en las losas simplemente apoyadas y en voladizo deja de ser cilíndrica, como en el caso de las cargas uniformemente repartidas, traduciéndose en una menor sensibilidad ante los aumentos de claro. Este hecho tiene amplia repercusión en los tipos de superestructura por lo cual se hará una exposición cuantitativa del mismo. (Explicar funcionamiento).

Para losas libremente apoyadas cualquiera que sea la dirección del refuerzo con respecto al tráfico, y para las características de concreto y acero de uso más frecuente, los espesores t , resultan aproximadamente como sigue, en función del claro S :

$$t=0.09+0.023 S \quad (\text{metros})$$

Un claro de 2 m requiere un espesor de 0.14 m, pero por razones prácticas se adoptaría un mínimo de 0.18 m.

Un claro de 6 m requiere 0.23 m, es decir, que para un claro tres veces mayor, el espesor solamente aumenta en un 30%.

Para losas en voladizo con refuerzo normal al tráfico, siendo X la distancia entre la posición extrema de una rueda y el paramento de apoyo:

$$t=0.13+0.08 X \quad (\text{metros})$$

$$X=0.5 \quad t=0.17 \quad \text{Mínimo } 0.18$$

$$X=1.5 \quad t=0.25$$

Para un aumento de tres veces en la magnitud del brazo, el espesor sólo se incrementa en 1.4 veces.

(Conclusiones relativas al número de nervaduras: puentes - con anchos de calzada del orden de 30 m, con dos nervaduras, claros netos de losa de 15 m, voladizos de 6 m; ventajas de losas gruesas).

- b) Losas perimetrales. (Comentar evolución y futuro, en función de los problemas constructivos asociados a los diafragmas).
- c) Losas aligeradas.
- d) Losas sobre columnas o "flat-slabs". Funcionamiento. Acero requerido. Juntas.

2.2. - Trabes.

- a) Número. El lento incremento en el peralte de las losas, en función del claro salvado por ellas o de la magnitud de los voladizos, explica el hecho de que, para puentes colados en sitio y sin restricciones en peralte, se pasa invariablemente

de losas sólidas o aligeradas a superestructuras con sólo dos nervaduras. Las secciones de transición, con tres o más traveses, no tienen la simplicidad de las losas y requieren más concreto, refuerzo, moldes y obra falsa que las secciones con dos traveses, lo que explica su virtual abandono.

b) Evolución de la forma (comentar cada una).

- Rectangulares.
- Con bulbos inferiores.
- Trapeciales con ancho mayor abajo.
- Trapeciales con mayor ancho arriba.

c) Diafragmas (comentar las razones que han conducido a su eliminación).

d) Resultado de a), b) y c), expresados para un tramo de 25 m, de concreto reforzado.

Puente	Año	Concreto m ³ /m ²	Tipo sección
Talismán	1939	1.22	Rectangular con diafragmas
Coyuca	1949	0.65	Rectangular con diafragmas
Zopilotes	1954	0.42	Bulbos con diafragmas
Proyectos tipo	1962	0.40	Bulbos con diafragmas
Chihuahua	1973	0.44	Trapezial sin diafragmas.

Los resultados son similares para tramos prefabricados colados en sitio.

2.3.- Secciones celulares.

Gran resistencia a torsión. Disponibilidad de amplio patín a compresión en toda la longitud.

2.4.- Estructuras continuas y monolíticas.

Salvan claros de 33 a 50% mayores que tramos isostáticos con iguales insumos. Viento y sismos. Variaciones térmicas. Con

tracción y fluencia. Articulaciones y empotramientos temporales. Arcos.

2.5.- Tramos atirantados.

Posibilidades.

2.6.- Estado cuantitativo del arte.

Mejor que dar rangos de variación en la aplicación de cada tipo, que pueden perder validez ante factores circunstanciales de naturaleza técnica o económica, se indicarán los máximos claros salvados hasta hoy, en puentes carreteros:

		En México
- Arcos	305 m (Australia)	91
- Atirantados	300 m (Libia)	-
- Celulares	230 m (Japón)	92
- Nervaduras	82 m (Alemania)	72
- Losas sobre columnas	37 m (Alemania)	15

En puentes ferroviarios, el mayor claro hasta hoy construido está en España, 85 m, y corresponde a un puente con calzada adicional para tráfico carretero. En México, 52 m.

3.- Subestructuras y cimentaciones.

En orden cronológico de su aparición en México:

- a) Estribos de gravedad con aleros y pilas de mampostería, casi siempre asociados con cimentaciones poco profundas y con poca agua.
- b) Estribos de gravedad con aleros y pilas de concreto en masa, asociados principalmente a cimentaciones más profundas, presencia de agua, necesidad de ataguías.
- c) Estribos de gravedad con cuerpo restringido y voladizos de descarga, como una solución para reducir costos de excavación relativos a b).

- d) Caballetes (en ocasiones con muertos de anclaje) y pilas de concreto reforzado, apoyados en cimientos por superficie o en cilindros. Pilas de gran altura diseñadas para el uso de moldes deslizantes.

El proceso evolutivo ha conducido a cuerpos de pilas con dimensiones cada vez más reducidas en relación con los anchos de calzada y los claros soportados; estas reducidas dimensiones se reflejan en las de los cimientos (por superficie o cilindros), llegándose a costos muy bajos de subestructura (aún para grandes alturas) en relación con los costos de la superestructura. (Ilustrar).

Los claros económicos han resultado cada vez menores, y los arcos y marcos han perdido terreno.

4.- Definición del conjunto superestructura-subestructura.

La sensibilidad para seleccionar el conjunto más conveniente se adquiere solamente a través del ejercicio continuo; no se nace con ella.

El proceso de optimización debe aplicarse en la determinación de los parámetros de cada uno de los componentes y del conjunto. Es indispensable distinguir entre costos unitarios marginales y precios unitarios.

Los fenómenos conocidos cualitativamente y los casos extremos cuantificables deben ser aprovechados como valiosos auxiliares en los cálculos requeridos para la definición del conjunto.

El empleo de calculadoras no substituye a la reflexión y el análisis concienzudo de los factores que determinan el planteamiento y evaluación de las alternativas.

La eficiencia estructural no debe tener prioridad frente a la eficiencia económica y social. (Variedad de criterios posibles: mínimo costo; mínimos insumos materiales; mínimos o máximos insumos de mano de obra, según circunstancias).

Los valores estéticos muy rara vez se obtienen sin que medien un propósito deliberado por lograrlos y un gran esfuerzo de proyectistas y constructores. Considerando la gran duración de los puentes es una obligación afrontar los problemas asociados a la obtención del mayor valor estético compatible con la economía de los mismos.

NOCIONES SOBRE EL DISEÑO DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO

Francisco Robles F. V.

Curso de Construcción de Puentes
de Concreto

Centro de Educación Continua

Facultad de Ingeniería, UNAM

Noviembre, 1973

INDICE

1.	El proceso de diseño estructural	1
2.	Planteo del problema	3
3.	Solicitaciones que deben considerarse en el diseño o estructural de un puente	5
4.	Análisis	5
5.	Criterios de dimensionamiento	6
6.	Algunos problemas particulares del diseño de estructuras para puentes	8
7.	El puente del Río Solleks (Washington)	12

Curso de Construcción de Puentes
de Concreto

Centro de Educación Continua
Facultad de Ingeniería, UNAM
Noviembre, 1973

NOCIONES SOBRE EL DISEÑO DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO

Francisco Robles F. V.

1. El proceso de diseño estructural

Los puentes pueden considerarse como un sistema estructural, y, por consiguiente, el proceso general que se sigue para su diseño es semejante al propio de cualquier otro tipo de estructura.

El proceso de diseño de una estructura puede describirse como sigue:

Una vez planteado un problema estructural, supuestas unas sollicitaciones razonables y definida la geometría general, es necesario ensayar diversas alternativas estructurales para resolverlo. Es en esta fase del diseño donde la intuición y la experiencia del ingeniero desempeñan un papel primordial. La elección del tipo de estructuración es sin duda uno de los factores que más afecta el costo de un proyecto.

La elección de una cierta forma estructural debe ir asociada a la elección del material con que se piensa realizar la estructura. Al hacer esta elección, el proyectista debe tener en cuenta las características de la mano de obra y del equipo disponible, así como el procedimiento constructivo que más se preste al caso. En el proyecto de puentes este último aspecto es esencial.

Después de elegir una estructura tentativa se idealiza ésta para estudiar los efectos de las solicitaciones a que puede estar sujeta. Esta idealización es necesaria porque el problema real es siempre más complejo de lo que es práctico analizar. Una idealización típica es la que se efectúa al considerar, para efectos de análisis, que los miembros que forman la estructura están concentrados en una línea, situada generalmente en su eje de gravedad. También se hacen idealizaciones en relación con las condiciones de apoyo de los elementos estructurales. Así, un apoyo se considerará articulado o empotrado aunque las condiciones físicas reales no corresponderán con precisión al comportamiento ideal implícito en el apoyo escogido.

El análisis estructural implica un conocimiento de las solicitaciones que obran sobre la estructura y de las dimensiones de sus elementos. Esta información es imprecisa cuando se inicia el diseño, ya que sólo se conocen en forma aproximada las dimensiones que tendrán los elementos. Estas influyen tanto en el valor del peso propio como ^{en} el comportamiento estructural del conjunto. En un proceso cíclico el proyectista va ajustando los datos iniciales a medida que va precisando el análisis. Solamente en la fase final de este proceso hace un cálculo numérico relativamente refinado.

La fase final del diseño consiste en la comunicación de los resultados del proceso descrito a las personas que van a ejecutar la obra. La comunicación de los datos necesarios para la realización del diseño se hace mediante planos y especificaciones. Este aspecto final no debe descuidarse, puesto que el disponer de planos claros y sencillos, y de especificaciones, evita errores y confusiones por parte de los constructores.

Debe mencionarse, por último, la importancia que tiene la vigilancia del comportamiento de la estructura futura tanto durante la construcción como durante la vida de servicio de la estructura. Puede considerarse que esta vigilancia, en cierta forma, también es parte del proceso de diseño. En algunos casos la observación del comportamiento puede poner de manifiesto la necesidad de efectuar modificaciones o reparaciones de importancia.

En la fig 1 se intenta mostrar, en forma esquemática el proceso de diseño de una estructura.

Básicamente lo que pretende el proyectista es crear una estructura con una resistencia que garantice una seguridad adecuada y que tenga un comportamiento satisfactorio bajo condiciones de servicio. Esto debe hacerlo dentro de límites económicos y teniendo en cuenta las exigencias estéticas del caso. Como puede apreciarse, el decidir qué es una solución óptima no es un problema sencillo. El lograr un costo mínimo no es la única consideración que entra en el problema y no es fácil establecer qué es una seguridad adecuada y un comportamiento satisfactorio.

En los incisos siguientes se comentan algunos aspectos del proceso de diseño aplicado a estructuras para puentes.

2. Planteo del problema

Se dijo anteriormente que una estructura puede concebirse como un sistema ^{*}, es decir, como un conjunto de partes o com-

* En el diseño de un puente debe tenerse en cuenta que los puentes forman parte de un sistema más general, el de la red de caminos, de tal manera que lo que a veces parece óptimo para el puente considerado aisladamente no lo es para el puente como componente de un camino. Este es el caso de los puentes que se hacen esviados por necesidades del trazo, cuando un puente perpendicular sería más conveniente desde el punto de vista estructural.

ponentes que se combinan en forma ordenada para realizar una función dada. En un puente la función consiste en salvar un claro, - facilitando el tránsito de vehículos o personas sobre un obstáculo. (Algunos puentes sirven también para conducir tuberías o líneas de transmisión eléctrica.)

Para poder plantear el problema estructural es necesario contar con información adecuada respecto a las características físicas del lugar de cruce y a las necesidades de tránsito que deben satisfacerse. Esta información se obtiene a través de estudios - preliminares. Los estudios preliminares que deben realizarse no se considerarán aquí porque se estudian en otro lugar.

A partir de la información obtenida de los estudios preliminares el proyectista está en condiciones de plantear sistemas estructurales alternativos. Cada sistema estará constituido por dos subsistemas (fig 2):

- a) La superestructura, que soporta la calzada y transmite su peso propio y las reacciones de la carga viva a los apoyos. La geometría de la superestructura depende por una parte, de los anchos de banqueta y calzada requeridos para asegurar el tránsito previsto de peatones y vehículos, y, por otra, de la posición de los apoyos, que está determinada por la topografía, las características hidráulicas de la corriente, en su caso, y la resistencia del terreno.
- b) La subestructura, que transmite las cargas de los apoyos a la cimentación. Su geometría general depende de la naturaleza física del lugar.

Los tipos de soluciones estructurales posibles han sido des-

critos en otro lugar.

De las distintas alternativas factibles el proyectista escogerá una (o, en caso de duda, dos o más) con base en cálculos - aproximados que le permitan hacer una evaluación razonable de cada una de las soluciones propuestas.

3. Solicitaciones que deben considerarse en el diseño o estructural de un puente

El número de sollicitaciones o acciones que debe considerarse en el diseño de puentes es considerable. La AASHO (2) identifica las siguientes acciones: carga muerta, carga viva, impacto, fuerza centrífuga, presión de tierra, flotación, empuje de corrientes, hielo, viento, viento sobre la carga viva, fuerzas longitudinales debidas a la carga viva, fuerzas longitudinales por fricción, contracción, temperatura y sismo. Es claro que la probabilidad de - que todas estas acciones ^{existan} simultáneamente con toda su intensidad es muy remota. Los reglamentos dan recomendaciones sobre los grupos de acciones que deben considerarse en el diseño simultáneamente y sobre el grado de seguridad que debe preverse en cada caso, a través de factores de carga.

La determinación de la carga permanente debe hacerse por tanteos sucesivos, ya que en las primeras etapas del dimensionamiento se desconocen las dimensiones de los elementos estructurales.

4. Análisis.

La determinación de las acciones internas suele efectuarse por medio de un análisis elástico. Se estudia en la actualidad la posibilidad de determinar las resistencias que requerirán los distintos elementos por métodos de análisis al límite que tienen en cuen

ta la naturaleza inelástica de las estructuras de concreto reforzado y estudian las combinaciones de acciones que producen los mecanismos de colapso de las estructuras y las magnitudes de las acciones internas correspondientes.

5. Criterios de dimensionamiento

Se ha indicado que uno de los aspectos esenciales del diseño estructural es el dimensionamiento, es decir, el proceso mediante el cual se determinan las dimensiones de los diferentes elementos que integran una estructura de manera que ésta tenga suficiente resistencia así como un comportamiento adecuado bajo condiciones de servicio. Existen diversas formas de enfocar el problema del dimensionamiento de elementos estructurales.

El criterio de dimensionamiento más comúnmente utilizado en la actualidad es el llamado de esfuerzos permisibles o de esfuerzos de trabajo. Según este procedimiento se determinan las acciones internas (momentos, fuerzas cortantes y axiales) producidas por las solicitaciones de servicio suponiendo un comportamiento elástico de la estructura y se escogen las dimensiones de los elementos estructurales de manera que los esfuerzos correspondientes a dichas acciones internas sean inferiores a determinados esfuerzos llamados esfuerzos permisibles o de trabajo.

Para contar con un grado de seguridad razonable, estos esfuerzos se especifican como una fracción de la resistencia de los materiales a la acción considerada. Este criterio de dimensionamiento es el que se establece en las especificaciones de puentes para caminos de SOP (1), que siguen, en general, las recomendaciones de la AASHO (2).

El criterio de dimensionamiento de esfuerzos permisibles -

presenta inconvenientes, sobre todo en el caso de estructuras de concreto reforzado, por la naturaleza inelástica de este material compuesto. Una de las principales dificultades es que el grado de seguridad no es uniforme, ya que no se puede medir el factor de seguridad por la relación entre las resistencias de los materiales y los esfuerzos permisibles. En otras palabras, la relación entre la resistencia del material y los esfuerzos de trabajo no es siempre igual a la relación entre la resistencia del elemento y su sollicitación de servicio.

Existe en la actualidad una tendencia a un planteamiento del problema de dimensionamiento más general y completo que el enfoque que se acaba de describir. Esta tendencia se refleja en las recomendaciones para el diseño de puentes del Bureau of Public Roads (3), la nueva versión de las recomendaciones de la AASHTO, que se publicarán en 1973, y la propuesta de criterios para el diseño estructural para puentes en caminos de bajo costo formulada por el Instituto de Ingeniería UNAM (4). El criterio que se propone suele denominarse de estados límites.

Según el criterio de estados límites, se exige que las estructuras se revisen contra la falla por el efecto de cierto número de combinaciones de acciones. Para las acciones se especifican valores nominales conservadores, y se indican los grupos de combinaciones de acciones que deben considerarse en el dimensionamiento, asociado a cada grupo un factor de carga por el cual debe multiplicarse el efecto de estas acciones. Los factores de carga se derivan de razonamiento probabilísticos aproximados tomando en cuenta la probabilidad de que puedan excederse las cargas de diseño y también la importancia de la estructura.

La resistencia de la estructura ante distintos efectos se estima por medio de expresiones que quedan en función de valores conservadores de las propiedades estructurales de los materiales y que se efectan por un factor de reducción de resistencia que depende de la aproximación de la fórmula empleada y del tipo de falla.

También se exige que la respuesta de la estructura en cuanto a deflexiones, agrietamientos, vibraciones, etc, no exceda ciertos límites, bajo condiciones de servicio.

Se aprecia, entonces, que en el enfoque de dimensionamiento descrito se identifica una serie de estados, llamados límites, para los cuales una estructura puede dejar de ser útil. Se distinguen dos tipos de estados límites: Los de rotura, exigiéndose que debe preverse un factor de seguridad contra el riesgo de alcanzarlos, mayor que uno, y los de servicio, en los que el factor de seguridad requerido suele ser uno.

6. Algunos problemas particulares del diseño de estructuras para puentes

6.1 Los sistemas de piso

Los sistemas de piso usuales en los puentes de concreto van desde losas macizas de espesor uniforme hasta retículas de nervaduras longitudinales y transversales que soporten una losa de concreto relativamente delgada. Una de las soluciones más comunes consiste en un sistema de vigas longitudinales unidas por medio de unos cuantos diafragmas que ayudan a distribuir las cargas vivas transversalmente. Se tiende en la actualidad a prescindir de los diafragmas intermedios con el fin de lograr estructuras más sencillas desde el punto de vista constructivo.

El análisis de los sistemas de piso de puentes no es sencii-

llo. Se trata de placas o sistemas reticulares sujetos a conjuntos de cargas transversales móviles. Los métodos comúnmente utilizadas se basan en hipótesis simplificadoras relativamente toscas. Los enfoques a base del método de elemento finito permitirán análisis más refinados.

6.2 Dispositivos de apoyo (fig 2)

Los dispositivos de apoyo a través de los cuales se transmiten las reacciones de la superestructura a la subestructura son de distinto tipo según la magnitud de las fuerzas por transmitir y los tipos de movimiento de los extremos que deban preverse de acuerdo con las hipótesis de cálculo que se hayan establecido.

Se distinguen dos tipos de apoyo: fijos y libres. Los fijos, por lo común permiten giros pero no desplazamientos mientras que los libres permiten ambos tipos de movimiento, En el detalle de los apoyos se busca, en general, que los movimientos debidos a cambios volumétricos no produzcan efectos sobre la subestructura. Por otra parte, debe procurarse que la superestructura que de adecuadamente sujeta frente a acciones sísmicas. Con frecuencia, para satisfacer estos requisitos es necesario recurrir a detalles constructivos relativamente complejos.

Para claros pequeños (menos de unos 10 m) basta a veces apoyar la superestructura directamente sobre la subestructura. En algunos casos se interponen capas de fieltro asfáltico, En estas estructuras pequeñas en que los efectos de los cambios volumétricos no son grandes puede convenir fijar ambos extremos

mediante anclas de algún tipo. En tal caso se logra que los - estribos funcionen como vigas con dos apoyos en lugar de como voladizos, lo que puede conducir a ahorros en la subestructura.

Para claros de 10 m hasta unos 30 a 35 metros son usuales los apoyos a base de neopreno combinado a veces con láminas de acero y teflón, un material con un coeficiente de fricción excepcionalmente bajo. Los detalles a base de placas de acero, con o sin curvatura, antes muy comunes, están siendo desplazados por los dispositivos a base de neopreno.

En estructuras de mayor importancia se recurre a rodillos y mecedoras de distintos tipo, tanto de acero como de concreto.

6.3 Juntas de dilatación

Las juntas de dilatación constituyen uno de los aspectos de la superestructuras de puentes que más frecuentemente originan problemas de operación. En puentes con claros de cierta importancia puede ser necesario prever movimientos de más de 10 cm. Los detalles de las juntas de dilatación requeridas para acomodar estos movimientos de manera que no se originen molestias en el tránsito, conducen a soluciones complejas y costosas.

6.4 Puentes continuos frente a puentes de tramos libremente apoyados

La continuidad en puentes de losas y vigas permite ahorros significativos en materiales al mismo tiempo que disminuye el número de juntas requerido, lo que a su vez elimina obstrucciones molestas en la superficie de rodamiento. Por otra parte, los detalles de apoyo en los apoyos continuos son evidentemen-

te más sencillos, ya que basta con uno en lugar del apoyo doble necesario cuando se trata de vigas libremente apoyados (fig 4).

Estas ventajas de la continuidad deben compensar los inconvenientes de una mayor complejidad del cálculo y del proceso constructivo, siempre que las características del suelo sean tales que no sean de prever hundimientos diferenciales de importancia en la subestructura (fig 4).

6.5 Drenaje

Un aspecto frecuentemente descuidado en el proyecto de puentes es el drenaje. Aunque un sistema de drenaje defectuoso no suele ocasionar problemas estructurales, puede dar origen a manchas que afectan las cualidades estéticas de la obra.

6.6 Parapetos

Los parapetos de los puentes protegen la circulación de peatones y pueden diseñarse de manera que impidan la caída de vehículos en caso de accidente. A veces se dispone una barrera de protección en la parte interior de la banqueta. Esto permite usar parapetos ligeros que favorecen el aspecto esbelto de los puentes. Por el contrario, los parapetos macizos producen una impresión de pesadez (fig 5).

6.7 Las computadoras y el diseño estructural de puentes

El uso de computadoras en el diseño de puentes permite el empleo de métodos refinados de análisis como los que se basan en el elemento finito, no aplicables con métodos manuales de cálculo, y hace posible la comparación de numerosas alternativas es-

estructurales. Incluso es posible producir, por medio de las computadoras, planos estructurales como los que se utilizan en la SOP para la construcción de estribos de puentes, listas de materiales, instrucciones para los talleres para la habilitación de refuerzo, etc.

7. El puente del Río Solleks (Washington)

El diseño de un puente se ilustra con un ejemplo real, el puente sobre el Río Solleks en el Estado de Washington (USA). La descripción del proceso de diseño seguido se ha tomado de la referencia 5.

El puente del Río Solleks salva un barranco de 45 m de altura. El propósito del puente es proporcionar un camino de acceso a una región maderera, propiedad del Estado de Washington. El lugar del puente se encuentra en una región accidentada, lejos de poblaciones importantes. El clima es lluvioso y extremo.

El cliente, el Estado de Washington, estableció los siguientes requisitos esenciales:

1. El puente debe ser ^{de} ancho excepcional para permitir el paso de los camiones anchos utilizados para el transporte de madera.
2. El puente debe tener un costo inicial bajo, un costo de mantenimiento bajo y una gran durabilidad.

La necesidad de construir el puente surgió del deseo de las autoridades de Washington de hacer accesible para su desarrollo y explotación, una gran zona forestal de su propiedad. Al tomar esta decisión las autoridades sopesaron las ventajas de abrir un recurso natural a la explotación y el interés de conservar

una región virgen.

7.1 Diseño preliminar de soluciones alternativas

El puente del Río Solleks debía salvar un claro de aproximadamente 60 m sobre una cañada de 45 m de profundidad. La carga viva consistiría en camiones de 68 toneladas. Los lados del cañón eran muy escarpados. No existía mano de obra local ni se contaba con facilidades para obtener concreto. Por lo tanto la elección de material fue aquí una consideración fundamental.

Como sistema estructural se propuso desde un principio el mostrado en la fig 6. Esta solución fue impuesta por la geometría del barranco.

El barranco es demasiado profundo para que fuera práctico utilizar un solo apoyo vertical en la parte central. Por otra parte, un apoyo dentro del río podía crear problemas hidráulicos y estorbar la vida de la fauna fluvial.

Otra alternativa podría haber consistido en dividir el claro en tres partes mediante dos apoyos verticales. Esto implica problemas de cimentación, que podrían simplificarse usando apoyos aproximadamente perpendiculares a la superficie.

Una tercera alternativa podría haber sido la de eliminar los apoyos intermedios. El claro resultante habría sido excesivamente grande, lo que habría incrementado mucho el peso propio de la estructura.

Se aprecia que la estructuración escogida con tres claras y apoyos inclinados fue prácticamente obligada.

Se consideraron los ^{siguientes} materiales en los diseños preliminares:

concreto presforzado prefabricado (variante A) y madera (variante B). En ambas variantes se requerían cantidades mínimas de concreto colado in situ, característica impuesta por lo apartado del lugar de la obra.

Otro factor que influyó en la elección de sistema estructural fue la necesidad de limitar el peso y las dimensiones de los elementos de la estructura para que pudieran ser transportados por carretera desde el taller de fabricación, y montados en un lugar con características topográficas difíciles y equipo de montaje restringido a un cable-vía de capacidad limitada.

Los comentarios que siguen se refieren al análisis aproximado y dimensionamiento tentativo de la variante A. La sencillez de la concepción estructural puede apreciarse en la fig 6-b. Inicialmente las vigas están unidas por articulaciones. Posteriormente estas uniones se hacen continuas con el fin de mejorar la resistencia a la acción de las cargas vivas de los camiones. El sistema de piso está formado por tres vigas (fig 7). Los apoyos inclinados a su vez también constan de tres elementos,

Las dimensiones de los elementos estructurales se determinaron por un proceso cíclico de aproximaciones sucesivas, en que los pesos muertos supuestos en los primeros ^{tanteos} se fueron corrigiendo ^a medida que el cálculo se fue afinando.

Los efectos de las cargas muertas se calcularon considerando la ^{estructura} isostática (fig 8). El efecto de la carga viva se analizó con base en la condición de continuidad que existirá una vez terminado el puente. En los cálculos preliminares se recurrió a métodos simplificados de análisis, convirtiendo la es-

estructura hiperestática en una isostática. Esto se logró ^{estimando la localización} de los puntos de inflexión y suponiendo articulaciones ^{en} dichos puntos (fig 9).

En lugar de las tres vigas de la solución propuesta podría haberse empleado un número mayor o solamente dos. La solución de dos vigas implica pesos excesivos y las soluciones de más de tres vigas daban deflexiones exageradas.

Sobre las vigas se coló una losa de concreto para formar la calzada. Esta losa actúa como sección compuesta con las vigas y además forma un diafragma horizontal que transmite las acciones de sismo y viento a los apoyos en los lados de la barranca.

La variante A fue la finalmente escogida a pesar de tener un costo ligeramente superior al de la variante B, de madera. Esto se debió a que se consideró que la durabilidad del sistema de piso de madera sería menor que la de la losa de concreto. La posibilidad de usar una losa de concreto apoyada sobre las vigas laminadas de madera previstas en el sistema estructural de la variante B se descartó por la dificultad de lograr una unión adecuada entre la losa de concreto y las vigas de madera.

Otra solución podría haber consistido en el uso de elementos estructurales de acero. La desventaja de esta solución residió en el alto costo de mantenimiento.

Una vez comparadas las diversas variantes o alternativas y escogida una de ellas, se procede ya a un análisis dimensionamiento detallado, posiblemente con la ayuda de computadoras.

electrónicas. En la figura 10 se aprecian algunos detalles del diseño definitivo.

Cuando se describió el proceso de diseño se dijo que en cierta forma la vigilancia de la construcción puede considerarse como una parte del proceso de diseño. En el caso del Río Solleks, por ejemplo, fue necesario hacer modificaciones en los cimientos como resultado de la información obtenida cuando se iniciaron las excavaciones. Las modificaciones requeridas consistieron en anclas presforzadas para anclar los cimientos contra la roca.

REFERENCIAS

- 1.- Secretaría de Obras Públicas, "Especificaciones de puentes para caminos", México, D. F. dic 1960.
- 2.- American Association of Highway Officials, "Standard Specifications for Highway Bridges", Washington, 1965.
- 3.- U. S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads, "Strength and Serviceability Criteria for Reinforced Concrete Bridge Members", Washington, 1966.
- 4.- R. Meli, "Criterios de diseño estructural para puentes y alcantarillas en caminos de bajo costo "(Informe preliminar), Instituto de Ingeniería, U. N. A. M., México sep 1973.
- 5.- ^{White} R. N., P. Gergely y R. G. Sexsmith. "Structural Engineering, Vol. 1", Wiley and Sons, Nueva York, 1972.

ALGUNOS TEXTOS SOBRE DISEÑO DE PUENTES DE CONCRETO.

1. F. W. Taylor, S. E. Thompson, E. W. Smulski, "Reinforced Concrete Bridges", Wiley and Sons, Nueva York, 1950
2. R. E. Rowe, "Concrete Bridge Design", Applied Science Publishers, Londres, 1972.
3. "Concrete Bridge Design", First International Symposium, SP23, American Concrete Institute, Detroit, 1969.

4. E. Mörsh, "Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton", 6a edición, Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart, 1958.
5. "Concrete Bridge Design", Second International Symposium, SP26, American Concrete Institute, Detroit, 1971.
6. D. Beckett, "An Introduction to Structural Design, 1. Concrete Bridges", Surrey University Press, Henley-on Thames, Oxfordshire, Inglaterra.
7. C. Fernández Casado, "Puentes de Hormigón pretensado (Vols I y II)", Ed. Dossat, Madrid, 1965.

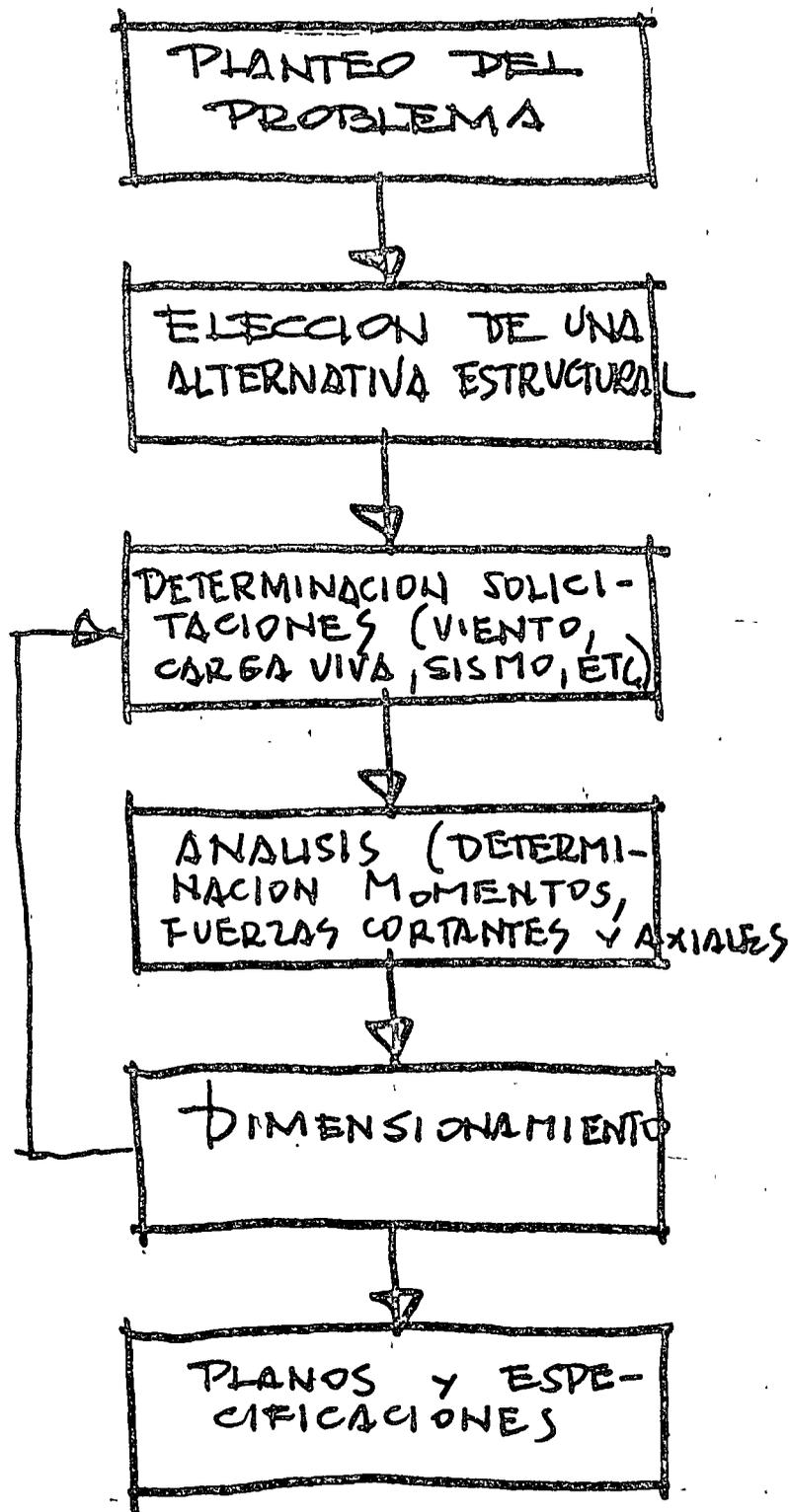
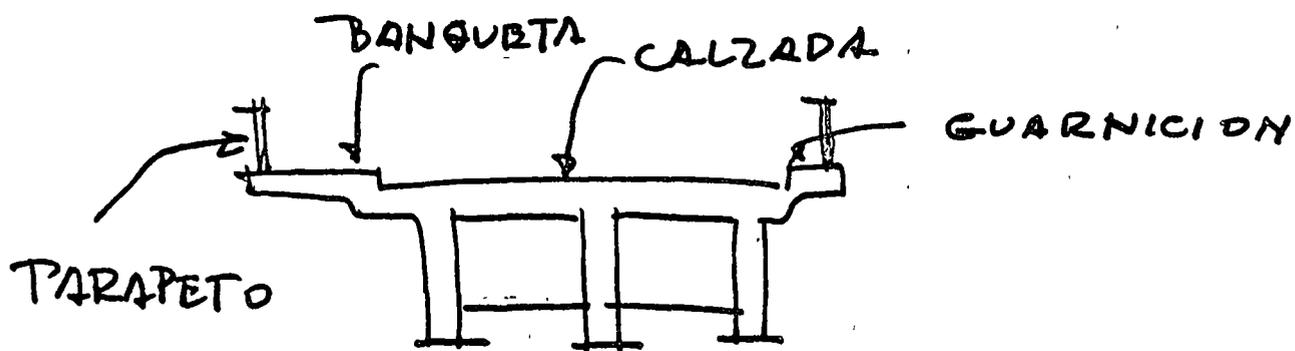
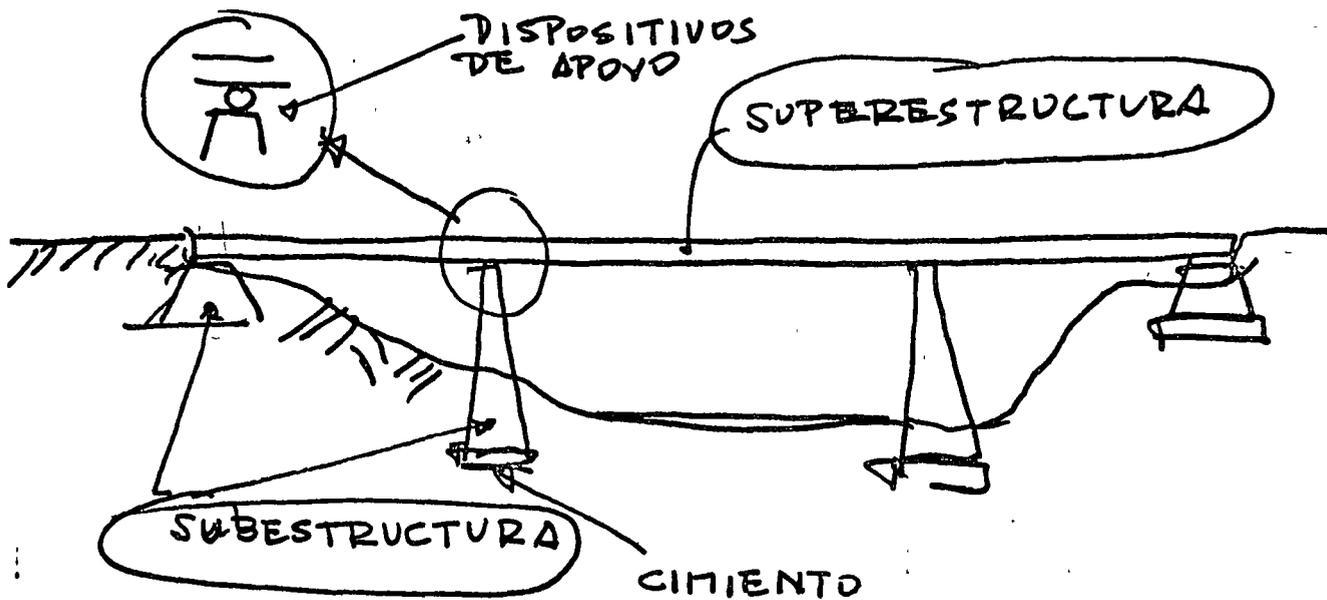
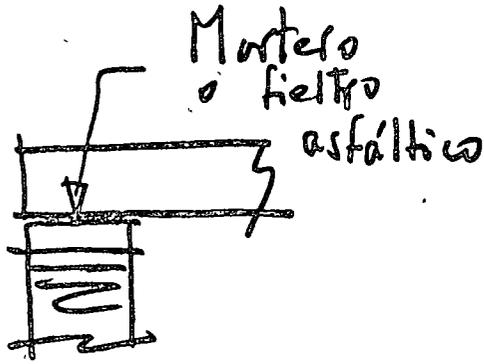


Fig ①.- ESQUEMA DEL PROCESO DE DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA

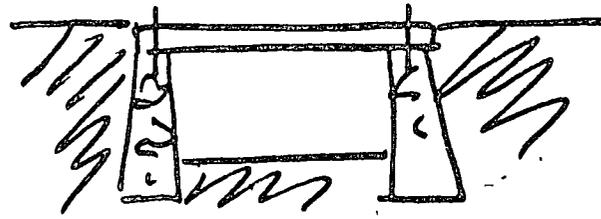


DETALLES SUPERESTRUCTURA

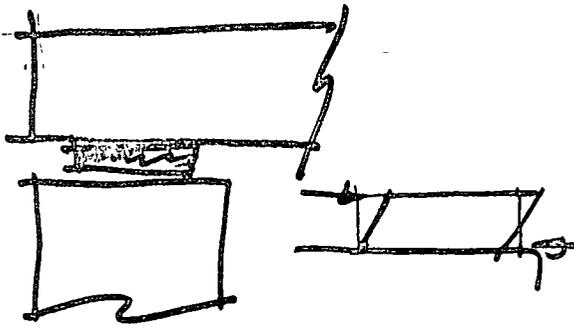
FIG (2). - SUBSISTEMAS DE UN PUENTE



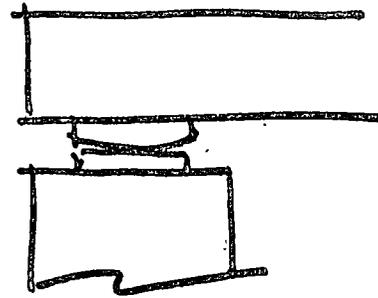
APOYO DIRECTO (hasta 10 m)



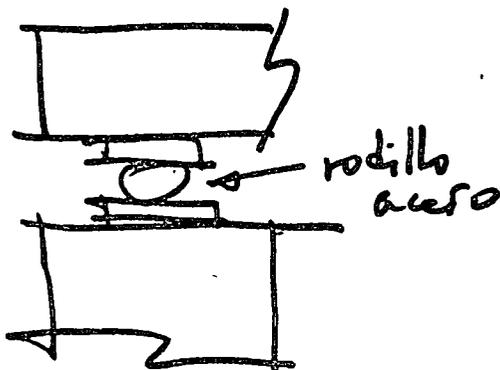
CLARO CORTO CON APOYOS FIJOS EN AMBOS EXTREMOS



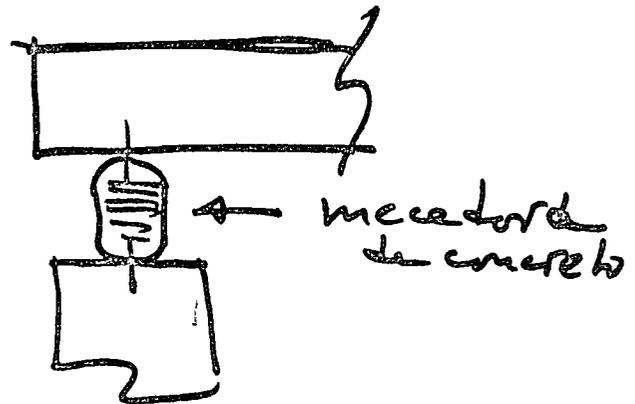
NEOPRENO (10-30 m)



ACERO

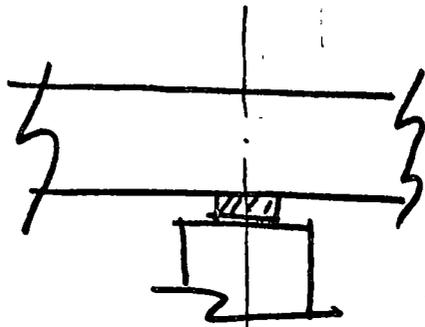


CLAROS

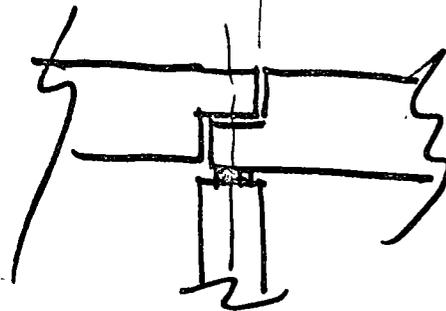
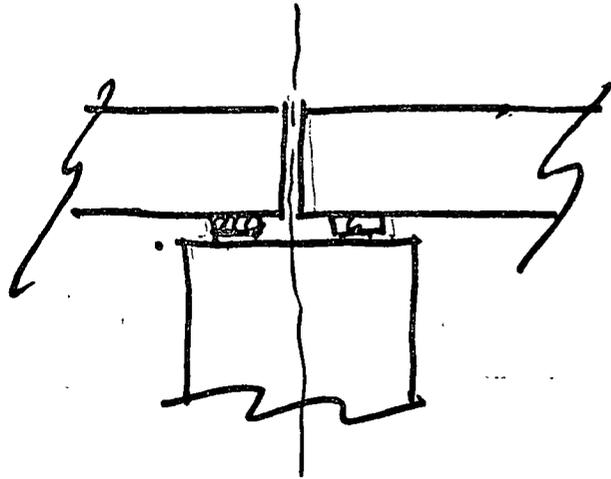


GRANDES

FIG (3) .- APOYOS



APOYO EN
ESTRUCTURA
CONTINUA



APOYOS EN
PUENTES DE
VIGAS LIBREMENTE
APOYADAS

FIG ④.- COMPARACION DE
APOYOS EN PUENTES DE
VIGAS CONTINUAS Y
VIGAS LIBREMENTE
APOYADAS

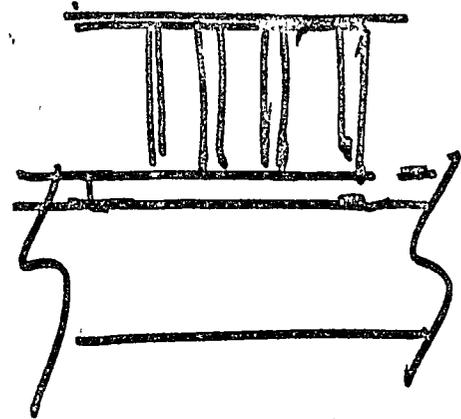
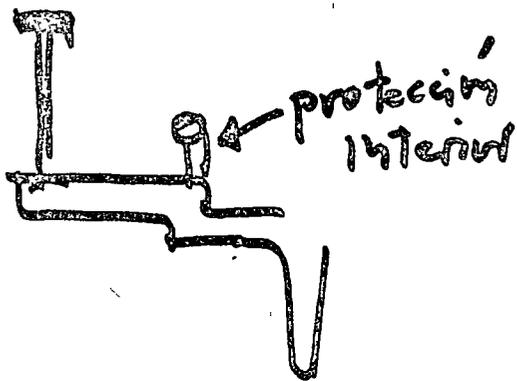
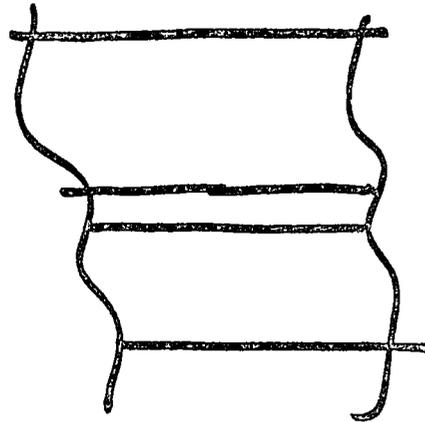
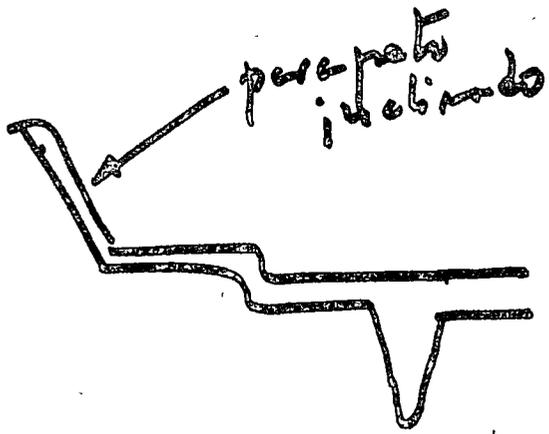
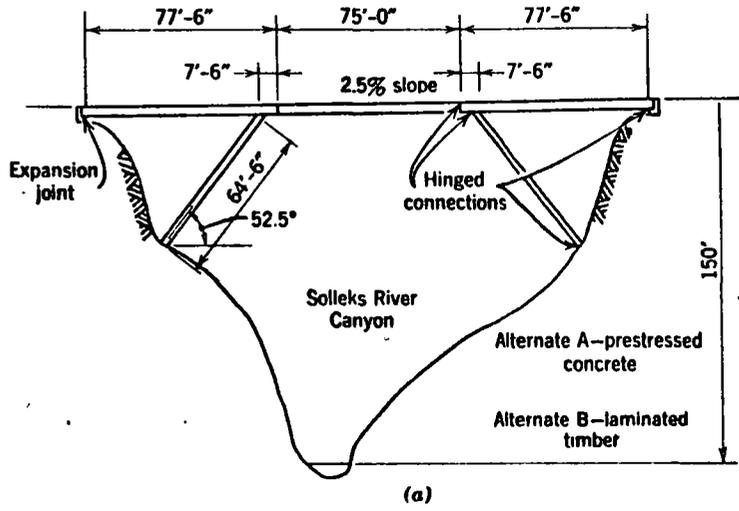
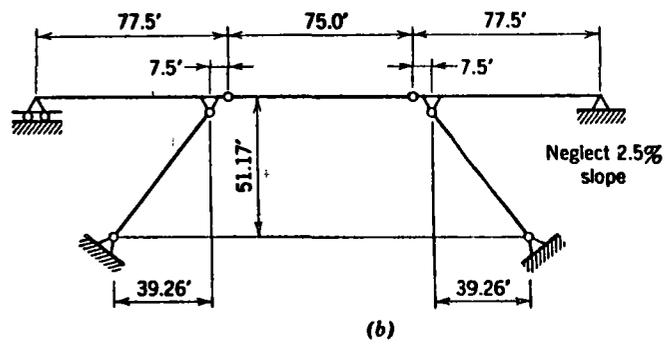


FIG (5). PARAPETOS

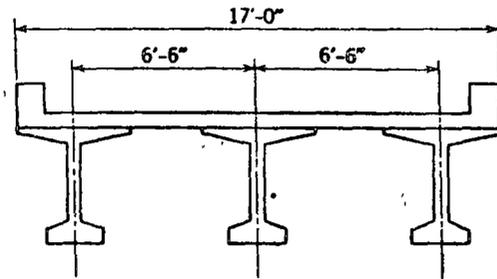


ALTERNATIVA ESTRUCTURAL

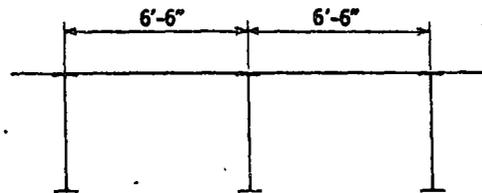


IDEALIZACION

FIG. 6. PUENTE RIO SOLLEKS



SECCION
PRELIMINAR



IDEALIZACION

FIG 7.- GEOMETRIA
DE LA SECCION DE
LA VARIANTE A

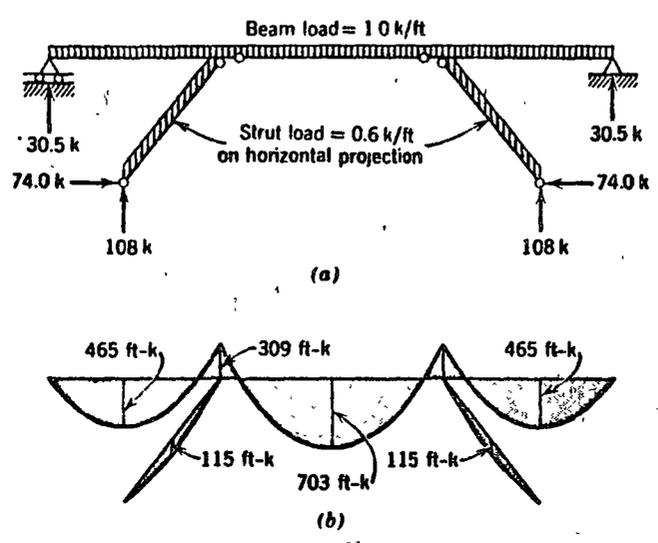


FIG 8 ANALYSIS PRELIMINAR
POR CARGA
PERMANENTE

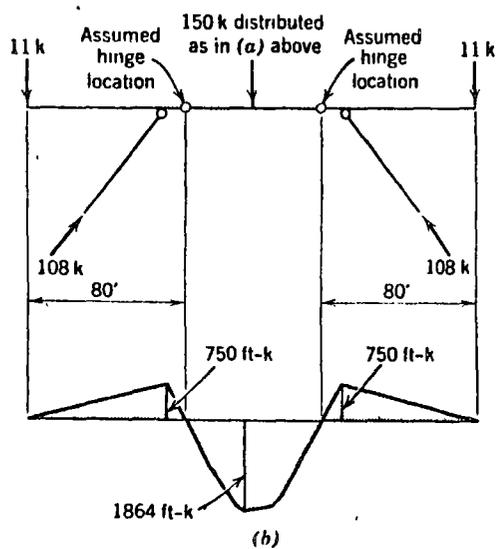
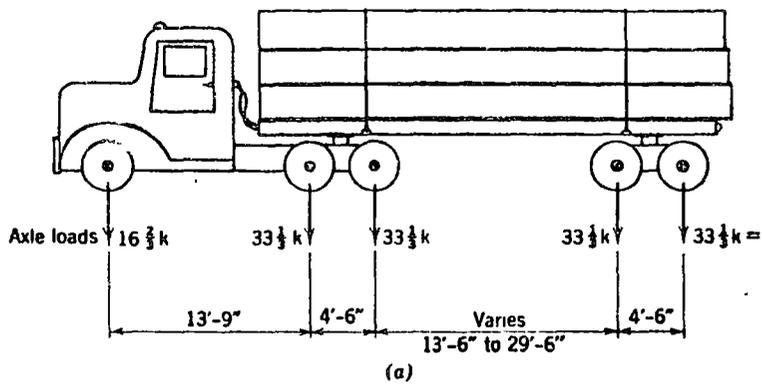
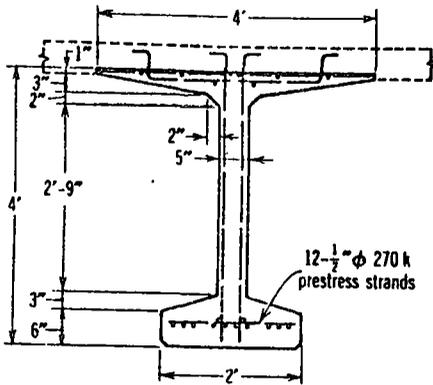
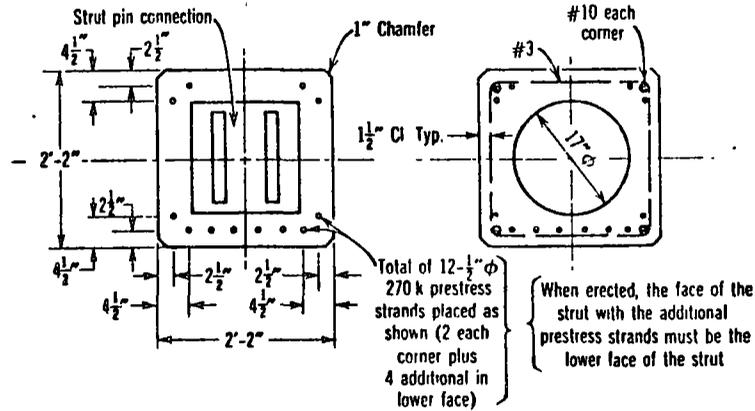


FIG (9) ANALYSIS

PRELIMINAR SIMPLIFICADO
POR CARGA VIVA.

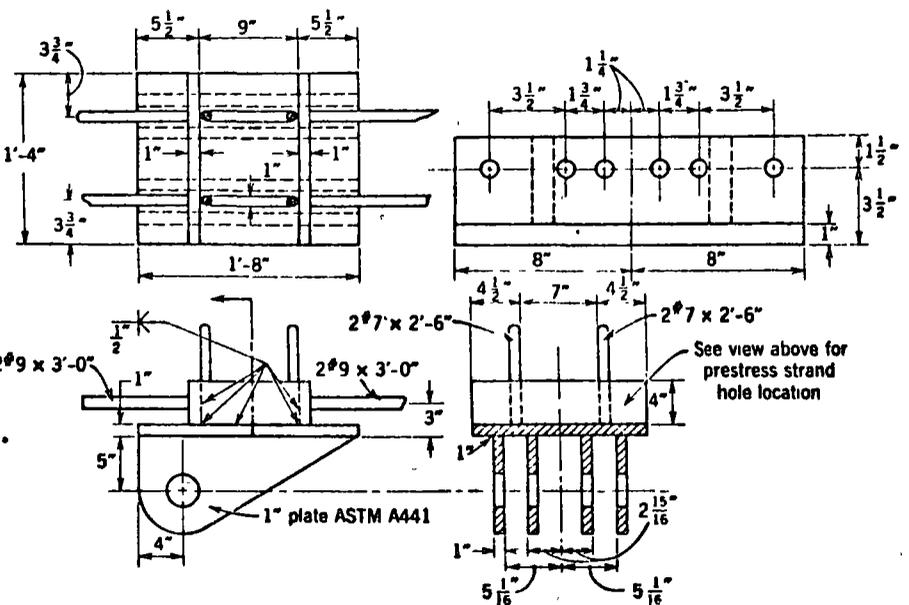
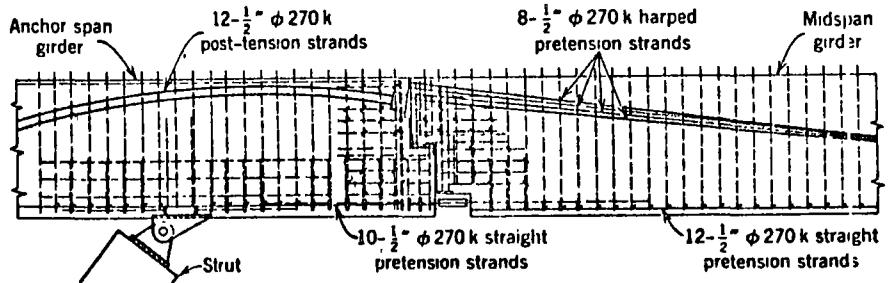


VIGA PRESFORZADA Y LOSA COLADA EN EL LUGAR



POSTE PRESFORZADO DE APOYO

DETALLES VIGA



DETALLES APOYO

FIG 10

DETALLES ESTRUCTURA DEFINITIVA

PROBLEMA DE CIMENTACION DE PUENTES

4.3

CIMENTACIONES PILOTEADAS

ING. ROBERTO AVELAR LOPEZ.

4. Es del pleno conocimiento de los constructores que los problemas que se presentan en la construcción de una cimentación son muy variados y complejos, también es fácil comprender que éstos se agudizan específicamente cuando la estructura por cimentar es la de un puente. Se debe a que generalmente la localización de éstos, se encuentra lejos de las zonas de abastecimiento tanto de materiales como del personal especializado y equipo; si bien, en cualquier tipo de cimentación el constructor debe echar mano de todo su ingenio para encontrar procedimientos de construcción que a la vez que sean económicos, le garanticen la seguridad de la obra, este ingenio debe elevarse al grado superlativo cuando se trata de construir la cimentación de un puente.

Un constructor debe valorar la importancia que tiene el estudio del subsuelo, para evitar inconvenientes que se traduzcan en pérdidas de tiempo, vidas e incrementos considerables en los costos de las obras, amén del prestigio profesional que todo buen constructor debe cuidar, de ahí que antes de poner un pie en el campo desde el punto de vista constructivo, debe valerse de los estudios del subsuelo los cuales seguramente han servido de base al diseñador para elegir y dimensionar las partes de que constará su cimentación.

El constructor debe empaparse de todas las exploraciones de campo que se hayan hecho para que él mismo se forme un criterio de los pasos a seguir.

Conviene aclarar que las exploraciones preliminares generalmente no coinciden con la localización definitiva de los apoyos, en virtud de que en obvio de tiempo las exploraciones del subsuelo y la localización del paso se hacen en forma simultánea; en estos casos deben hacerse nuevas exploraciones en cada uno de los apoyos definitivos del puente, máxime cuando los claros por salvar son considerables, como caso típico citaremos el Puente de Alvarado, Ver., en el cual se cumplió con este procedimiento.

Como se sabe existen infinidad de procedimientos de exploración, pero en nuestro medio constructivo los más usados son:

- 1.- Exploraciones a cielo abierto y
- 2.- Exploraciones profundas, conocidas genericamente con el nombre de Sondeos.

Considero innecesario entrar a detallar en todas sus partes tanto el equipo que se utiliza, como la mecánica que se sigue para obtener una buena exploración ya que dentro de este mismo Curso ha sido tratado ampliamente en la fase de "Estudios Preliminares", por lo que haremos hincapié exclusivamente en lo que más interesa al constructor y que es poder interpretar y aplicar en forma práctica los resultados de las exploraciones.

Antes de entrar en materia hagamos algunas consideraciones elementales para podernos ubicar en nuestro objetivo:

La línea imaginaria que corta en forma vertical al suelo mostrando los diferentes espesores de los estratos que lo forman se llama perfil del suelo, - entendiéndose por estrato la capa de suelo relativamente bien definida - entre dos capas de características completamente diferentes; cuando se encuentran los estratos más o menos paralelos entre sí se dice que el subsuelo es simple o regular, cuando no se presentan estas condiciones se dice - que es errático.

La capa de suelo superior, aproximadamente los dos primeros metros, es - la que está sujeta a cambios constantes por diferentes agentes y generalmente interesa al Ingeniero Agrónomo; las capas subsecuentes son las que realmente interesan al Ingeniero Constructor, pudiéndose distinguir los siguientes tipos de suelo:

- 1) Suelos puramente cohesivos (arcillas y limos plásticos)
- 2) Suelos sin cohesión (limos de granos gruesos, arenas, gravas)
- 3) Rocas
- 4) Suelos de comportamiento mixto (arcillas arenosas, gravosas, etc.)
- 5) Suelos de estratigrafía heterogénea (erráticos)

De la lista anterior el suelo que más garantiza a priori la estabilidad de una - estructura (un puente en nuestro caso) es el indicado en el punto No. 3 En - - cuanto a los otros tipos de suelo, para poderlos utilizar como sustentadores - de una cimentación, se deben conocer sus propiedades mecánicas a través de - un estudio del subsuelo, por medio del cual se determina el tratamiento a se-- guir.

4.3 Una vez que se ha definido que la cimentación de un puente debe ser a base de pilotes, es necesario considerar los puntos que se detallan a continuación:

- a) Localización de la obra
- b) Accesos
- c) Caudal de Aguas
- d) Sondeos
- e) Tipos de pilote
- f) Número de pilotes y
- g) Supervisión

a).- Localización.- Para saber el costo de esta etapa de la obra es muy importante conocer la localización de nuestro puente, ya que se debe tomar en cuenta que en los trabajos de pilotaje es necesario mover maquinaria pesada, así como transportar al personal de operación, por lo que a medida que las obras de puentes se alejan del centro de residencia de los contratistas de pilotaje, los costos se elevan.

En cuanto a la manufactura del pilote en sí, que en general es del tipo precolado, las fuentes de abastecimiento de su materia prima (cemento y fierro) aunque -- prácticamente se pueden localizar a distancias razonables, tienen que considerarse en la mayoría de los casos, partidas de fletes por estos conceptos.

b).- Accesos.- Es muy frecuente en la práctica pasar por alto este concepto, pues debe entenderse como accesos no solamente los caminos que nos llevan a la ubicación de la obra sino que debe incluirse en este concepto, todas las zonas donde se debe llegar con la maquinaria para que desempeñe sus funciones en forma

eficaz y segura. En repetidas ocasiones darle acceso al equipo de pilotaje resulta más difícil y costoso que el hincado de los pilotes destinados a la cimentación del puente por construir ya que suele suceder que sea necesario hacer -- rellenos considerables con una compactación adecuada para evitar volteamientos de equipo o bien construir obras falsas para alcanzar las zonas de hincado -- que por su ubicación resultan inaccesibles.

c).- Caudal de Aguas.- Como generalmente los puentes se construyen para salvar los cauces de los ríos, es necesario efectuar una visita a la zona de trabajo, para verificar en la época en que se proyecta construir el puente hay avenidas, pues de este hecho depende grandemente el procedimiento constructivo a -- seguir, del cual se deriva el equipo por emplear.

Para ampliar la explicación respecto a este punto, diremos que a grandes razones se presenta la necesidad según el caso de:

- A) Hacer un relleno
- B) Montar una obra falsa
- C) Utilizar equipo montado sobre chalán o
- D) Emplear un procedimiento mixto.

Como podrá observarse el valor de los trabajos va íntimamente relacionado con el procedimiento que se elija, por lo que se deberá hacer un análisis concienzudo antes de adoptar cualquiera de ellos.

d).- Sondeos.- Ya hemos visto que el sondeo es el representante fiel de los componentes del suelo por pilotear, cuya dureza conocemos mediante el número de -- golpes indicado en el sondeo de penetración estandar y como orientación prácti

ca, los pilotes podrán hincarse con relativa facilidad cuando el número de golpes registrado sea inferior a 20 en material arcilloso y a 10 en limos y arenas respectivamente.

Otro dato importante es el contenido de agua natural en los estratos de nuestro suelo en cuestión, pues cuando el porcentaje de ésta es superior al 150%, no es recomendable hincar pilotes colados "in situ" ya que los tipos de suelo con alto contenido de agua, son incapaces de servir como cimbra; el piloteador que pase por alto este detalle y efectúe en estas condiciones un pilotaje colado "in situ" - seguramente tendrá problemas en cuanto a la sanidad de los elementos ya que - gran porcentaje de estos pilotes, quedarían estrangulados y por consiguiente im-
posibilitados para usarse como sustentadores de una cimentación, para evitar - que esto suceda en suelos semejantes al citado, al emplear este sistema deberá valerse de una camisa, la cual quedará perdida en cada elemento.

Cuando para el hincado de pilotes se requiere de perforaciones previas, conviene observar los límites líquido y plástico del sondeo correspondiente, debido a que éstos nos indicarán si dichas perforaciones serán estables, así por ejemplo cuando el límite líquido y el plástico se sobreponen en la gráfica, podemos concluir - que se trata de un material granular en el cual la perforación se derrumbará, en cambio cuando entre dichos límites exista una separación como es el caso de una arcilla con un contenido de agua inferior al 150%, se puede tener la certeza de - que dicha perforación será estable.

Si el sondeo acusa una capa de arena en estado suelto de considerable espesor, no es aconsejable efectuar el hincado de pilotes a percusión debido a que el número de golpes indicado en el sondeo se modificará a medida que se pretenda -

el hincado de los pilotes, corriendo el riesgo de que éstos, no se apoyen en la capa resistente la cual no garantiza la estabilidad de nuestra estructura, aumentándose este riesgo en zonas sujetas a movimientos telúricos.

Ya vimos que efectuar el hincado mediante una perforación previa en este tipo de suelos no es aconsejable desde el punto de vista económico pues para lograrlo necesitaríamos utilizar un agente estabilizador tal como la bentonita, cuya aplicación aclararemos más adelante, por lo tanto en estos casos el hincado debe confiarse en su gran porcentaje al uso de chiflones.

Si en nuestro sondeo encontramos capas arcillosas o de limo plásticas intercaladas entre grandes mantos arenosos, no debe realizarse el hincado de pilotes usando chiflones, pues queremos hacer hincapié en que este sistema funciona exclusivamente en terrenos no cohesivos ya que el chiflón se taponaría al alcanzar el material cohesivo quedando inutilizado y por ende, tendríamos que recurrir a continuar el hincado mediante golpes de martinete, pudiéndose presentar el caso que ya hemos descrito, por lo tanto la práctica nos indica efectuar el hincado en este tipo de suelos mediante perforaciones previas además con todo bentonítico al 6%; cabe aclarar que la bentonita no estabiliza las perforaciones mediante presión, sino que lo hace aprovechando ciertas características propias ejerciendo una especie de "cohesión prestada" efectiva en limos y arenas finas; como aclaración de este punto me voy a permitir comentarles los problemas que se suscitaron en la construcción de la cimentación de la Cervacería Moztezuma en Guadalajara, Jal. en la que se pretendió estabilizar las perforaciones en un suelo con alto contenido de "jal" que no viene siendo más que una arena "pumítica" de grano grueso; el resultado de esta experiencia nos demostró que la bentonita estaba incapacitada para poder estabilizar dichas perforaciones, por lo

que se tuvo que recurrir a efectuar el hincado de tubos mediante equipo vibratorio. Como conclusión podemos decir que la bentonita tiene sus aplicaciones óptimas en materiales no cohesivos de grano fino.

Es muy frecuente apoyar la cimentación de una estructura en un suelo del tipo errático, donde por los resultados del sondeo lo más conveniente es efectuar el hincado de pilotes mediante percusión, para lo cual el piloteador debe contar con la experiencia necesaria para utilizar el equipo más adecuado.

Una vez que se ha elegido el martillo siguiendo el criterio que enunciaremos más adelante, puede presentarse el caso de que el pilote no alcance la cota de apoyo indicada en el sondeo y que se quede sensiblemente arriba de ésta, no obstante que se obtenga un rechazo aceptable, deberá reanudarse el hincado 24 horas después para poder dar como apoyado correctamente el elemento; la razón es que, al estar trabajando en un suelo errático, el sondeo correspondiente pudo no haber detectado una capa limosa de baja potencia (espesor de la capa) y que durante el proceso de hincado incrementemos su número de golpes al compactar dicha capa durante esta operación, al producirse la compactación se expulsa el agua nigroscópica con lo que ésta capa adquiere una dureza transitoria, la cual pierde cuando por capilaridad el agua vuelve a penetrar entre los granos de limo.

Citaré el caso que se presentó cuando el Departamento del Distrito Federal nos encomendó efectuar los trabajos de pilotaje para el Paso San Lorenzo del Tramo Sur del Periférico; los pilotes en esta zona se hincaron con perforación previa sin ningún tipo de ademe, obteniéndose el rechazo 2.00 M. arriba de la cota señalada en el estudio, sin embargo, todos los pilotes la alcanzaron al reanudar

en la mayoría de ellos el hincado 24 horas después.

Un sondeo nos puede indicar con mucha exactitud el tipo/de cimentación adecuada, la cual puede ser a base de pilotes de fricción, de apoyo, mixtos, pilas, cilindros, etc.

Con el propósito de ubicar nuestro tema nos avocaremos específicamente a -

Pilotes

eI.- Tipos de pilote.- Para poder definir el equipo a emplear en un hincado de pilotes, además de toda la explicación anterior es necesario tomar en consideración lo siguiente:

I) Constitución: concreto, madera, acero, etc.

II) Sección: rectangular, triangular, H, cilíndrica, etc.

III) Fabricación: en obra o planta

IV) Longitud: en 1, 2 o más tramos

V) Hincado: con chiflón, perforaciones previas, percusión, mixtos, verticales o inclinados.

I) Constitución.- El módulo de elasticidad del material del que está constituido un pilote, juega un papel muy importante durante el hincado, es necesario formarse un criterio práctico para la elección del martillo.

Algunas Secretarías en nuestro País, han elaborado sus propias especificaciones en función de su experiencia y así por ejemplo tenemos que recomiendan aplicar al pilote por hincar, una energía equivalente a 0.5 Kg-M. por cada kilo de pilote, lógicamente esta especificación debe manejarse con mucho criterio-

pues esta energía se puede dar con un elemento de masa reducida (una bala).

Otra especificación que se estila en nuestro medio constructivo es la referente a martillos de caída libre y que dice: la parte golpeadora debe tener un peso -- equivalente al 50% del elemento por hincar, permitiéndose una altura de caída de 1.00 a 2.50 M., esta especificación resulta poco práctica debido a que en -- una obra a veces se requiere hincar pilotes de diferentes longitudes y secciones y resulta incosteable tener ociosa una colección de equipo; afortunadamente se -- cuenta ya en nuestro medio con equipo de doble acción cuyo diseño ha obedecido a infinidad de experiencias en diferentes partes del mundo, las cuales han sido -- corroboradas en incontables obras llevadas a cabo en nuestro País; de este equi -- po el más conocido por nosotros es el martillo Delmag de combustión interna -- del que existen los siguientes tipos: D-5 de 9,000 Lbs. pié, D-12 de 22,500 Lbs. pié, D-22 de 40,000 Lbs. pié, D-30 de 60,000 Lbs. pié y D-44 de 80,000 Lbs. -- pié.

El criterio que se sigue en la práctica para el empleo de estos martinetes, es el citado anteriormente, haciendo variar la energía de 0.3 a 0.5 Kc.-M. según se -- requiera o no perforación previa.

La conclusión práctica de esta explicación se puede aclarar con el siguiente -- ejemplo: Supongamos que tenemos 2 pilotes, uno de acero y otro de concreto de la misma longitud, y pretendemos apoyarlos en un estrato definido utilizando el -- mismo martillo, cometeríamos un error tratando de dar la misma especificación de rechazo en los dos pilotes, pues de hacerlo así, se obtendría menos penetra-- ción en el pilote de concreto, de ahí la importancia que tiene la constitución del -- elemento.

II) Sección.- Cuando los pilotes van a trabajar por fricción conviene elegir secciones que nos den gran perímetro, con poca área de ataque, esto permite aprovechar al grado máximo el área de contacto, en cambio para los pilotes de apoyo lo que cuenta es el área de ataque, luego entonces deberá hacerse todo lo contrario. También es importante analizar la sección para el caso en que se requieran efectuar perforaciones previas, pues una sección cuadrada o triangular nos obliga a realizar perforaciones excesivas para evitar que éstas se hagan trabajar demasiado durante el hincado; se tiene el inconveniente de que el pilote no queda perfectamente apoyado en todo su cuerpo, en estos casos lo ideal es utilizar pilotes cilíndricos.

III).- Fabricación.- Generalmente cuando los pilotes sean del tipo precolado, serán fabricados en el lugar mismo de la obra, procurando localizar la zona de manufactura, lo más próxima posible a los puntos de hincado, proveyéndolos de asas o de cualquier otro elemento que permita su manejo, en estos casos es necesario que el constructor revise si la sección, es capaz de soportar los esfuerzos de maniobra. Si el pilote obedece a un diseño especial tal como puede ser un pilote presforzado, tubular o de algún perfil de estructura comercial, lógicamente éstos serán fabricados en planta.

IV) Longitud.- La longitud de un pilote está limitada en función de su sección y del equipo disponible y es así que en infinidad de obras el piloteador se ve obligado a efectuar el hincado en tramos.

Existen varias formas de unir los tramos de un pilote, siendo la más usual la que se hace a base de placas debidamente ancladas a cada tramo, las cuales se sueldan entre sí, el inconveniente de estas juntas es que su diseño arroja espe-

sores considerables en las placas de unión, ya que los esfuerzos que se presentan durante el proceso de hincado no son colineales, para evitar esto se aconseja hacer uso de un casquillo, de tal manera que el anclaje de éste al cuerpo de pilote, se haga a través de varillas soldadas al perímetro interior de dicho casquillo, con lo que los esfuerzos se alojan en un mismo plano, disminuyendo considerablemente el espesor de las placas de unión.

En uno y otro caso los trabajos de soldadura que se llevan a cabo al empatar los tramos, requieren de cuidadosa mano de obra para evitar el sobrecalentamiento del concreto vecino a las placas de unión, lo que se logra empleando -- electrodos especiales y una mano de obra altamente calificada, ésto también -- implica pérdidas de tiempo tanto de equipo como del personal (algunos empates de pilotes, requieren hasta de 5 horas).

Ante este problema y después de una serie de estudios, diseñé una junta, la -- cual básicamente trabaja por adherencia y que consiste en proveer a los tramos por juntar de una placa de 3/8" de espesor, debidamente anclada, dejando preparaciones en su núcleo, semejando una hembra y un macho; el procedimiento -- establece que siempre debe hincarse primero el tramo dotado de la hembra cuya preparación antes citada, se rellena con un mortero de alta calidad conteniendo un aditivo expansivo, posteriormente se coloca el tramo con el macho, el cual, está constituido por un número de varillas equivalente al refuerzo principal del pilote, posteriormente se sueldan exclusivamente las esquinas, aproximadamente 3" /esquina, soldadura suficiente para soportar los esfuerzos de hincamiento.

Esta junta se ha empleado en varias obras tales como: El Paso Superior que -- Ferrocarriles Nacionales construyó en la Av. Cuitlahuac, la cimentación de: --

Centro Postal Mecanizado, ubicado en Buena Vista en esta Ciudad, donde la sección de los pilotes fué de 70x70 cm. y algunas otras obras más.

V) Hincado.- En los puntos anteriores ya hemos esbozado algunas ideas con relación al hincado por percusión, perforaciones previas y el empleo del chiflón, por lo que nos concretaremos a citar algunas aclaraciones al respecto:

Para obtener óptimos resultados en el hincado de pilotes utilizando chiflón, es conveniente que las boquillas de éstos se localicen aproximadamente a unos 20 cm. de la punta del pilote, alineándolos de tal manera, que produzcan un par, con el propósito de facilitar la salida del material horadado por las flechas de agua, las bombas para este objetivo deben tener un gasto promedio de 100 M3./hora, cuya expulsión deberá ser de 7 atmosferas como mínimo. Antes de iniciar el hincado mediante este sistema, deberá procurarse contar con una fuente de abastecimiento de agua suficiente, ya que si se suspende el bombeo por alguna razón, debido a la diferencia de presiones ocasionada instantaneamente, la tubería del chiflón se taponará quedando inservible para seguirse operando; debido a esto no es recomendable el uso de chiflones para hincado de pilotes de varios tramos.

Suele conjugarse, de acuerdo con los datos del subsuelo, los diferentes procedimientos de hincado (percusión, perforaciones previas y chiflón).

Si nuestro proyecto especifica la necesidad de hincar pilotes inclinados, deberán hacerse preparaciones especiales para la movilización del equipo, si es que este resulta deficiente para soportar cargas excéntricas, asimismo, es aconsejable utilizar lodo cementicio para estabilizar sus perforaciones previas. En general podemos decir que en nuestro medio, existe equipo adaptado para efectuar hincado

do de pilotes sin mayor problema hasta 15° respecto a la vertical.

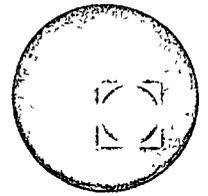
f).- Número de pilotes.- Quizá este concepto sea el más importante desde el punto de vista económico ya que la movilización de equipo y personal es una -- operación que debe hacerse ya sea para el hincado de uno o varios pilotes, por lo tanto debemos tender a modificar el criterio de algunas Dependencias Gubernamentales, quienes han formado un tabulador, olvidándose de este factor. Así mismo, debemos combatir con razón, que dichos tabuladores son inoperantes -- cuando pretenden aplicarlos sobre longitudes reales de hincado, sin considerar que el contratista tuvo que movilizar equipo para maniobrar toda la longitud de diseño del pilote, con esto se quiere decir que es más costosa en términos -- generales la preparación del hincado que el hincado mismo, siempre y cuando el subsuelo por tratar, requiera verdaderamente de los trabajos de pilotaje.

g).- Supervisión.- Por último, el contratista dedicado a este tipo de obras, debe organizarse de tal manera que pueda contar con la asistencia técnica, durante el desarrollo de esta etapa de los trabajos, ya que cualquier pérdida de tiempo se traduce a la postre en erogaciones considerables, pues el personal y el -- equipo consumen minuto a minuto aún cuando su producción sea nula.

Esta supervisión deberá solicitarse para que apruebe la materia prima con que se fabricarán los pilotes, inclusive antes de contar con el personal que llevará a cabo este trabajo, asimismo, se le deberá hacer notar con anticipación los problemas que pudieran presentarse, de acuerdo con su experiencia y el Estudio de Mecánica de Suelos que tenga en su poder, para corregir de antemano cualquier anomalía.



centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



CONSTRUCCION DE PUENTES DE CONCRETO

CIMENTACION DE LOS PUENTES

Ing. Ricardo Lasso Herrera

Tacuba 5, primer piso. México 1, D.F.
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

Las condiciones de cimentación de un cruce, determinadas por estudios topohidráulicos, geológicos y de mecánica de suelos, tienen una influencia decisiva en el sistema de cimentación que se elija, y que para el caso de puentes en nuestro país se limita invariablemente a cuatro procedimientos:

- I cimentaciones a cielo abierto
- II pilotes precolados de concreto reforzado, o tubulares de acero que se rellenan, posteriormente a su hincado, con fierro y concreto, y pilotes de acero de perfil H. Todos éstos pueden tener una considerable longitud, que se obtienen conectando sucesivamente varios tramos mediante soldadura.
- III pilotes colados in situ, de tipo "benoto" "augercast", y los construidos con broca Williams y estabilizados con lodo bentonítico.
- IV cilindros o cajones abiertos de concreto reforzado, con forro estanco o sin él, según las condiciones del cruce y los sistemas que para su hincado se elijan.

De la adecuada selección del sistema elegido para resolver la cimentación de un puente depende en gran parte la rapidez de su construcción y su economía.

Como ya lo expresaron los anteriores conferencistas, si la roca aflora superficialmente a poca profundidad es lógica pensar en claros de la menor longitud aceptable, y por el contrario, cuando la cimentación se obliga a ser profunda, y por ello de gran costo, se debe pensar en claros de mayor longitud. En uno y otro caso, debido a la gran variedad en el tipo de superestructuras, es usual hacer varios anteproyectos, y valorizarlos para escoger el que resulte más apropiado.

De los sistemas de cimentación señalados, los dos primeros eran los únicos que se usaban en la construcción de puentes carreteros hasta el año de 1950.

De entonces a la fecha se ha superado a tal grado la técnica del hincado de cilindros, que puede decirse que en la actualidad el 80% de las cimentaciones que se llevan a la práctica corresponden a este tipo de cimentación, por lo que los otros procedimientos tienen un empleo muy limitado, ya que solamente se eligen en casos plenamente justificados por los estudios de mecánica de suelos.

EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO

Este sistema de construcción, a diferencia de los otros ya mencionados, tiene la ventaja de que mediante él es posible atacar cualquier material, pero su empleo está restringido por el flujo de aguas en los mantos permeables, su posible abatimiento y la estabilidad de los taludes y del fondo.

Las excavaciones a cielo abierto que se llevan a la práctica con mayor éxito son aquellas que quedan arriba del nivel freático, como en los casos de los arranques de los puentes de arco, o en donde el manto resistente y no socavable, aflora a poca profundidad bajo estratos de suelo poco permeables.

Este tipo de cimentación se subdivide en dos sistemas: a) con talud natural estable, y b) con talud controlado.

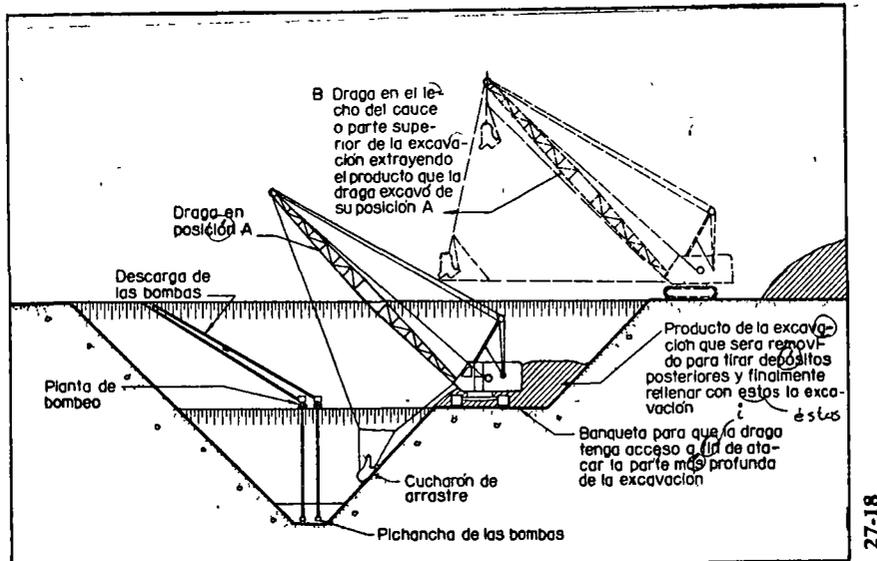
El primer sistema consiste en excavar el suelo a partir de un área limitada por la traza de los taludes de los diferentes estratos, la cual se determina geoméricamente partiendo de las dimensiones de la estructura y del espacio en el contorno de ésta, necesarios para el cimbrado o el manejo de los diferentes materiales con los cuales se efectúa el desplante. Partiendo de éste se trazan los taludes probables partiendo de las experiencias que se tienen al respecto.

Cuando las excavaciones no son profundas, los taludes del material tienden a la vertical y el bombeo es poco, es usual efectuar a mano la extracción del material, el cual es traspaleado con gente colocada a diferentes niveles, o bien es extraído auxiliándose con una pluma operada con un malacate, o inclusive utilizando un cablevía en la dimensión mayor de la excavación, mediante el cual el producto se eleva y se transporta fuera del área de excavación.

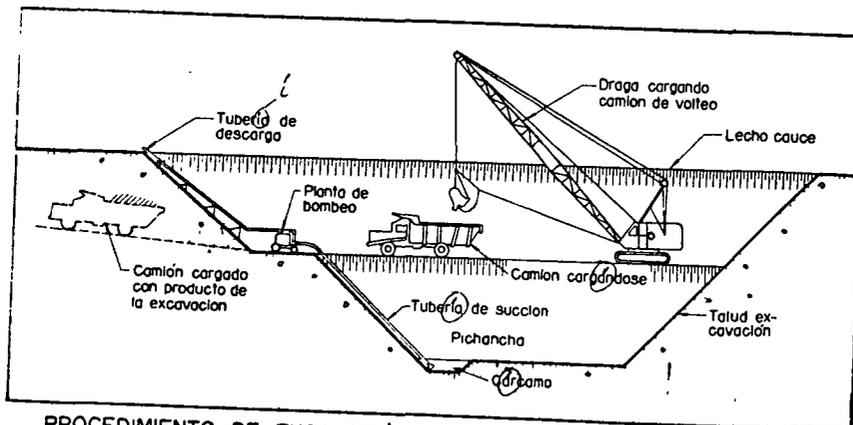
En excavaciones profundas, una vez efectuados los estudios de permeabilidad y de la red de flujo (de la cual se hablará más adelante), y siempre que estos determinen la conveniencia de efectuar una excavación a cielo abierto, se procede a construir las obras auxiliares que se estime conveniente, como el desviar la corriente superficial, si es que la hay, mediante bordos de material impermeable contruidos a volteo. Cuando estos bordos estrangulan la corriente aumentando su velocidad, y con ello su poder de arrastre, se protegen mediante enrocamientos, tablaestacas, o rollizos, o bien los bordos se construyen con costales llenos de material impermeable y tirados a fondo perdido. Cuando es posible, el producto de la propia excavación se aprovecha para construir los bordos de protección o para reforzarlos.

A continuación se procede a atacar el material superficial hasta el nivel a que sea factible efectuarlo eficientemente mediante bulldozers, para luego continuar su ataque con una o varias dragas de arrastre, auxiliadas por una o más bombas, unidas que se irán aumentando a medida que el gasto lo requiera, y bajándolas en forma progresiva mediante las propias dragas a unas banquetas que se irán construyendo a diferentes niveles de acuerdo con el avance de la excavación. Estas bombas deben estar dispuestas de manera que la altura de succión y de descarga queden dentro del rango especificado por los fabricantes. El número de estas bombas debe elegirse de la capacidad apropiada

para que sea un mínimo, y se debe contar con un número de reserva para que cuando algunas fallen el equipo no quede atrapado bajo el nivel freático. Estas excavaciones cuentan, como lo muestran las figuras adjuntas 27-18 y 29-18, con 1) rampa de acceso para la draga o para los volteos que extraen el producto de la excavación, 2) una banqueta dispuesta paralelamente al eje del apoyo para el tránsito de la draga, 3) una banqueta para la instalación de la planta de bombeo, 4) un cárcamo para alojar la pichanca de las bombas, 5) un canal perimetral que funciona como colector de las filtraciones, 6) un canal para descargar el agua que necesariamente debe ser bombeada hacia aguas abajo, por razones obvias.



EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO CON TRASPALEO



PROCEDIMIENTO DE EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO CON RETIRO DIRECTO DEL PRODUCTO UTILIZANDO CAMIONES DE VOLTEO

Generalmente se atacan simultáneamente varias excavaciones contiguas, ya que ello permite reducir los gastos de bombeo, dado que el abatimiento general del agua es aprovechado, pudiéndose así escalonar el proceso constructivo, de manera que el bombeo sea aprovechado para la construcción de un apoyo, mientras el siguiente o los siguientes están en proceso de ataque en lo que respecta a su excavación. Todo esto presupone, indudablemente, un mayor número de bombeo y de excavación, esto último para hacer más intensiva la eficiencia del ataque de la excavación.

En los casos en que el talud tienda a abatirse por arrastre de finos debido a la magnitud de las filtraciones, se protegen con material pesado, por ejemplo piedra brasa, y para el control del flujo se recubre esta con una pantalla impermeable, formada con material arcilloso confinado en costales, lo que equivale en principio a la construcción de un dren ciego en el talud de la excavación, que permite dirigir el flujo hacia el canal colector.

Excavaciones con talud controlado

Mediante tablaestacas metálicas, debidamente troqueladas, es posible confinar el volumen de excavación al mínimo. Citaré el caso del caballete # 1 del puente Las Flores, de la carretera Panamericana, en las proximidades de Cintalapa, Chis.

Por la proximidad de un puente provisional no podía atacarse la excavación con taludes naturales. Se coló primeramente un anillo de concreto reforzado, de 10 m de diámetro, a una profundidad de 4 m con respecto al terreno natural, a fin de aprovechar al máximo la longitud de las tablaestacas. En torno a este anillo se hincaron las tablaestacas en tres ciclos, a fin de que conservaran en lo posible su verticalidad y correcto engargolamiento hasta llegar al piso de desplante, que era un conglomerado compacto a 14 m bajo el terreno natural.

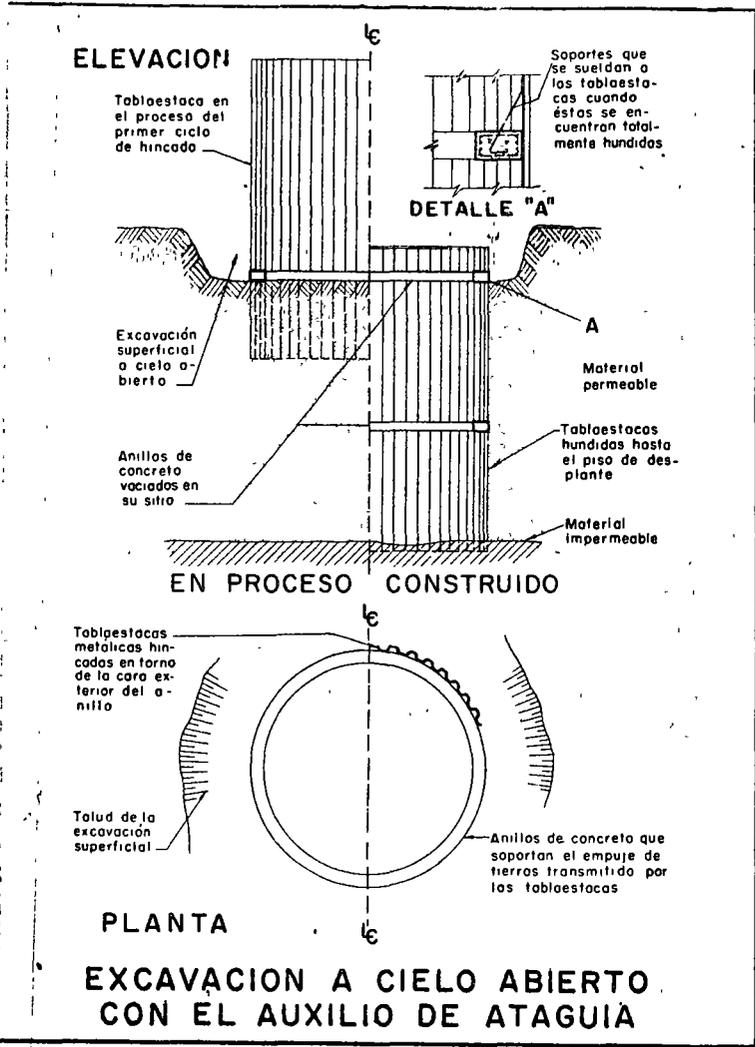
El anillo de concreto se sujetó de las ataguías mediante tirantes de acero, de los cuales dotóse al anillo durante su construcción; estos tirantes se soldaban a las propias ataguías.

Se procedió a excavar hasta una profundidad determinada, limitada por el momento resistente de las estructuras al empuje de tierras.

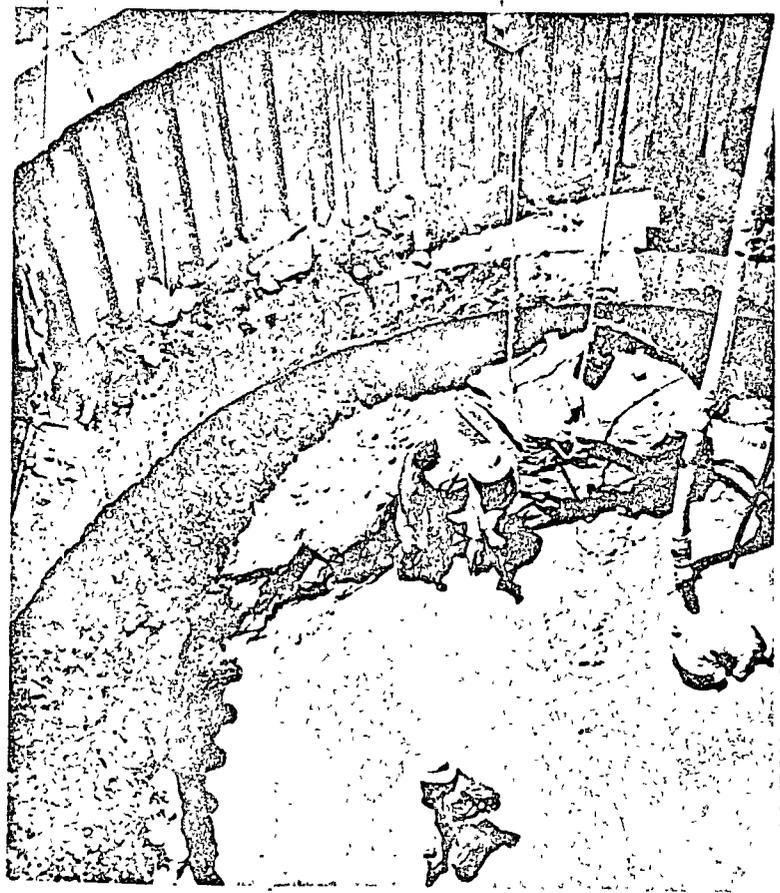
Se coló un nuevo anillo, que fue sujetado a las tablaestacas, como el primero, y así sucesivamente, hasta llegar al piso de desplante.

A través de las tablaestacas se presentaron flujos aislados, que se sellaron convenientemente.

La estructura se construyó con toda facilidad, debido a que el troquelado de las tablaestacas se resolvió con los citados anillos, por lo que toda el área de la excavación así efectuada no presentaba ningún obstáculo.



32A-20



32B-20

Construida la estructura se relleno la excavación, y al llegar al nivel de cada anillo se cortaban los tirantes y se fracturaba el anillo en cuatro puntos, dispuestos según ejes ortogonales.

Terminado el relleno se extrajeron las tablaestacas con un extractor.

Este es, esencialmente, un martillo de vapor de acción inversa. Como no era posible recuperar todas las tablaestacas, se limitaban los intentos de extraerlas de acuerdo con los costos horarios del martillo. En ocasiones fue posible extraer de 30 a 40 en un día, y en otras 4 o 5, en el mismo tiempo.

Este factor, ya que las tablaestacas son de alto costo, limita el empleo de este sistema de construcción; el otro factor restrictivo es que, cuando se hincan en suelos permeables, las filtraciones son considerables y no es posible instalar el equipo de bombeo por falta de espacio, y si el área de la excavación con tablaestacas se aumenta en dimensión, el volumen por excavar aumenta, así como la longitud de las estructuras que troquelan. En estos casos difícilmente podrán competir con las excavaciones de talud natural estable.

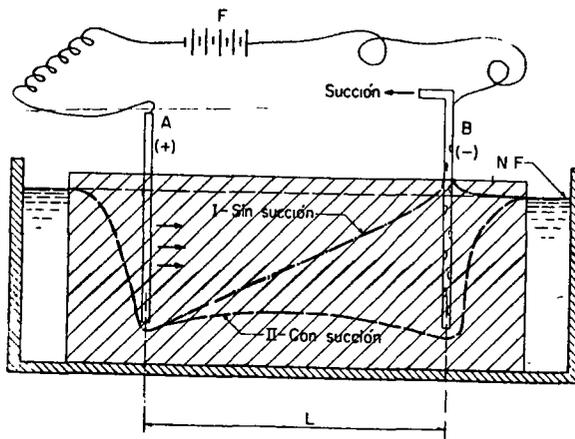
Es frecuente hacer excavaciones colindando con la vía del ferrocarril, como es el caso de los pasos superiores, en donde es obvia la necesidad de emplear ademes de madera y troqueles bastante robustos, por las dimensiones de la excavación, aunque en estos casos la obstrucción de los troqueles por lo regular no es de importancia, ya que estos casos se presentan en pasos superiores con subestructura a base de estribos de mampostería.

La estabilidad de los taludes puede controlarse también por dos sistemas de bombeo que en esencia son iguales: a) el abatimiento del flujo de agua con el empleo de pozos de bombeo dispuestos perimetralmente a la excavación (well-points), con lo que el nivel freático es abatido y la excavación se efectúa prácticamente en seco, y b) electrósmosis, aplicable en suelos blandos constituidos por limos o arcillas.

En las excavaciones de gran anchura se presentan deslizamientos por el fondo, a pesar de que sus lados estén debidamente apuntalados. Debido a su baja permeabilidad, el caudal de agua que fluye es facilmente controlable, pero las fuerzas de filtración que se desarrollan a consecuencia del flujo, constituyen el factor más importante de su estabilidad.

Es posible controlar las fuerzas de filtración, y obtener un aumento temporal de la resistencia al corte de estos suelos, mediante la electrósmosis.

El fundamento de este sistema se ilustra en el siguiente grabado.



769-19

El dispositivo que ilustra el grabado 769-19 representa un prisma de arcilla blanda colocado dentro de un tanque de material aislante de la electricidad y rodeado de agua; dentro del suelo se coloca una barra metálica A y un tubo metálico B con perforaciones en su pared. El nivel piezométrico dentro del prisma de suelo será, para estas condiciones, horizontal. Si los dos elementos metálicos, A y B, se conectan ahora a una fuente de corriente continua o directa, F, se inicia el desarrollo de varios fenómenos:

El agua dentro del prisma de arcilla emigra del electrodo positivo, A, hacia el negativo B, con una velocidad que, dependiendo del voltaje aplicado y la separación entre electrodos, puede ser del orden de 100 a 10,000 veces mayor que aquella con la que fluiría a través del mismo suelo bajo un gradiente hidráulico unitario. Este fenómeno del flujo del agua a través de los poros del suelo bajo la acción de un gradiente de potencial eléctrico se conoce con el nombre de "electrósmosis". Tras un lapso de algunos minutos de aplicado el potencial a los electrodos, el agua se acumula y brota alrededor del negativo, y alrededor del positivo se observan pequeñas grietas en dirección radial, indicando con ello el desarrollo de un estado de tensiones en el agua del suelo vecino al electrodo, lo cual provoca contracción y agrietamiento. Es evidente que, en tales condiciones, la presión que existía en el agua de los poros del suelo antes de aplicar la corriente no solo desaparece, sino que adquiere un valor negativo; la correspondiente curva del nivel piezométrico afecta entonces una forma semejante a la que ilustra la curva I. Si, al mismo tiempo que se conecta la corriente eléctrica, se produce una succión en el tubo perforado del electrodo negativo, la superficie de abatimiento asume una forma semejante a la de la curva II. La rapidez con que se alcance el abatimiento y el desarrollo de tensiones en la masa de suelo afectada es una función del gradiente de potencial medio, $I = V/L$, expresado en voltios por centímetro de separación entre electrodos; el consumo de energía necesaria para lograr estos efectos depende de dicho gradiente eléctrico, por una parte y, por otra, de la conductividad eléctrica del suelo, la cual está íntimamente ligada a la concentración y clase de iones que existen en el agua del suelo y los que están adheridos químicamente a las partículas coloidales, denominados bases intercambiables. Así, por ejemplo, la conductividad de

un depósito de limo de origen fluvial es considerablemente menor que la de una arcilla marina. Es costumbre expresar la conductividad eléctrica de un suelo en miliamperios por centímetro cuadrado de sección transversal a la corriente, bajo un gradiente de potencial de un voltio por centímetro.

Tanto la rapidéz con que se logra el abatimiento de la carga piezométrica como el desarrollo del estado de tensiones en el agua del suelo tienen gran importancia práctica en la estabilización de taludes en suelos finos, blandos y saturados.

REDES DE FLUJO.

Permeabilidad. Los poros de la mayoría de los suelos son tan pequeños que el flujo del agua a través de ellos es laminar. Sin embargo, en suelos muy gruesos el flujo puede ser a veces muy turbulento.

En general todos los poros del suelo están conectados con sus vecinos. Los poros aislados son imposibles en una agrupación de esferas, cualquiera que sea la formación de la misma.

En las partículas aplanadas de las arcillas, podría existir un porcentaje de poros aislados; sin embargo fotografías con microscopio electrónico, sugieren incluso que en estos suelos los cuerpos también están interconectados o sea que el agua puede fluir aun en terrenos compactos.

Circula siguiendo un camino ondulante de un poro a otro. Los canales de los poros son tan estrechos y tortuosos, tan irregulares en su sección transversal y tan complejos en sus interconexiones y subdivisiones que un análisis de flujo a través de poros individuales no es posible.

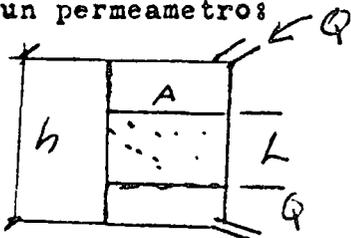
Sin embargo, en los problemas de filtración no es el flujo de los poros lo que interesa, sino el flujo combinado a través de un elemento de volumen suficientemente grande para que sea representativo de la masa del suelo.

El lugar geométrico de la trayectoria ondulante que sigue una partícula de agua durante su filtración en una masa de suelo saturada se denomina línea de flujo. Estas líneas pueden determinarse de muchas maneras: con modelos hidráulicos contruidos entre láminas de vidrio, por ejemplo, las líneas de flujo pueden encontrarse inyectando pequeñas cantidades de colorante y observando la trayectoria seguida.

Trazando una serie de líneas de flujo y otra familia de líneas equipotenciales (líneas con carga de presión mas carga de presión posición), de manera de formar una red ortogonal de cuadrados curvilíneos de lados iguales se construye lo que se llama red de flujo.

Aunque los cuadrados curvilíneos no son estrictamente cuadrados si se subdividen en otros cuatro cuadros análogos y así sucesivamente, se tendrán finalmente cuadrados verdaderos.

El coeficiente de permeabilidad o mas bien factor, se determina mediante un permeámetro:



Sosteniendo un gasto de agua igual de entrada que de salida tendremos con base en la ecuación de D'Arcy:

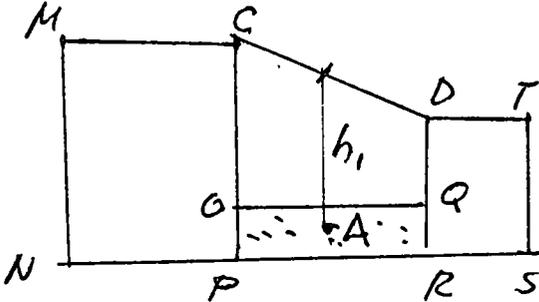
$$Q = A \times k \times \frac{h}{L}$$

en la cual k es igual a la velocidad de

de salida, ya que no es posible determinar la velocidad de las partículas dentro del suelo.

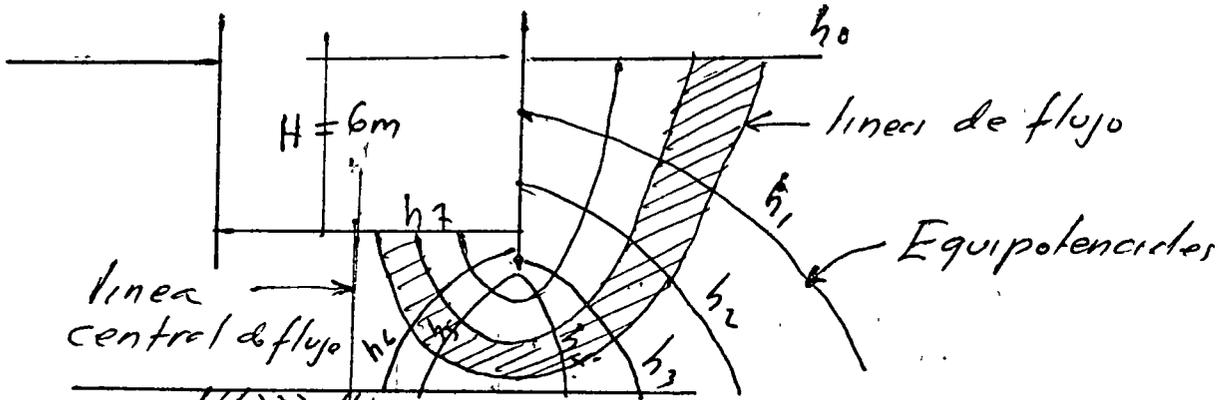
h/L es el gradiente hidráulico, o sea la carga hidráulica entre el camino recorrido por la partícula.

La carga hidráulica de las partículas es la suma de la carga de velocidad $v^2/2g$, la de posición (Z) es la que tiene con respecto a un plano arbitrario de referencia, y la carga de presión que es la presión piezométrica que alcanza la partícula tomando en cuenta la pérdida de potencial. Se ilustra en el siguiente dibujo:



CD es la caída de potencial entre los niveles MC y DT
 OPRQ el conducto lleno de material permeable que comunica los recipientes MNPC y DRST
 h_1 será la carga de presión para el punto A

Ejemplo bidimensional de una red de flujo y determinación del gasto que fluirá a través de los planos de ataguías.



El área sombreada es un tubo de flujo en donde se considera que el gasto es uniforme aceptando que el suelo es indeformable.

Estudiando un recuadro de la red de flujo tendremos (figura inmediata):

La sección transversal del tubo es a_1 por la unidad de longitud elegida lcm el gradiente hidráulico igual a $\frac{h_1 - h_2}{L_t}$

tendremos entonces que el gasto Q será:

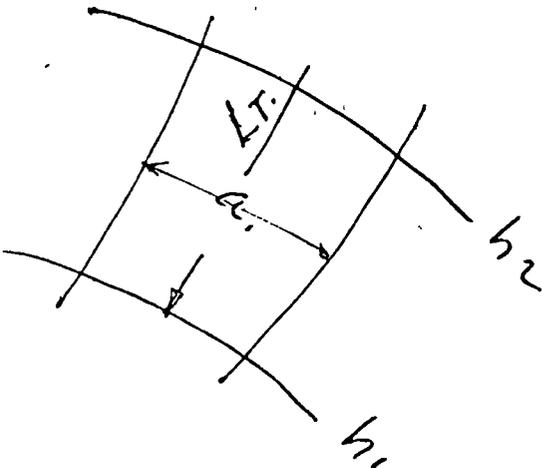
$$Q = a_1 \times K \times \frac{h_1 - h_2}{L_t}$$

como por construcción $a_1 = L_t$

$$Q = K \times h_1 - h_2 = K \times \Delta h$$

$$\Delta h = \frac{H}{N_e}$$

en donde H es la carga hidráulica



y N_e el número de caídas de potencial.

h = constante.

$$\text{entonces } Q = \frac{K H}{N_e}$$

multiplinando la expresión anterior por N_t (numero de tubos de flujo tendremos el gasto total:

$$Q = K \frac{N_t}{N_e}$$

a N_t

N_e

se le denomina factor de forama, ya que si se aumentan las líneas de flujo, tendran que aumentarse las líneas equipotenciales para que s0 ~~can~~ se altere la construcción geométrica de la red.

Los valores de la permeabilidad K estan dados por valores:

grava limpia 1 a 10^2 cm/seg

arena limpia 1 a 10^{-3} cm/seg

gravas y arenas 1 a 10^{-3} cm/seg

arenas muy finas 10^{-3} a 10^{-7} cm/seg

suelos impermeables 10^{-7} a 10^{-9} cm/seg

Valorizando nuestro caso (excavación en arena limpia, tendremos:

$$Q = \frac{N_t}{N_e} K H$$

$$Q = \frac{3}{7} \times 10^{-3} \text{ cm/seg} \times 600 \text{ cm}$$

$$Q = 0.43 \times 600 \times 10^{-3} \text{ cm/seg} = \frac{0.258 \text{ cm}^2/\text{seg}}{1000}$$

por simetria $Q = \frac{0.5 \text{ cm}^3}{\text{seg} \times \text{cm}}$

PROCEDIMIENTO DE PERFORACION

En el grabado N° 56-30 se observa un tramo de tubo Benoto, introduciéndose en el subsuelo con el sistema de perforación que se describe a continuación:

La máquina Benoto, de 8.6 m de longitud, 3.6 m de ancho, y 36 ton de peso, está provista de una torre guía, malacates, dispositivo de ataque, y un complejo sistema de gatos que le permiten trasladarse horizontalmente en todos sentidos. Dos de estos gatos imparten un movimiento de semi-rotación al tubo Benoto, y otros dos una fuerza vertical, simultánea al giro indicado, lo que en principio equivale a incorporar un peso tal a la tubería, que puede considerarse como un cilindro de cimentación de diámetro reducido.

Los gatos y su acción están esquematizados en el grabado N° 56-30; la capacidad de los horizontales es de 16 ton, y de 20 la correspondiente a los gatos verticales.

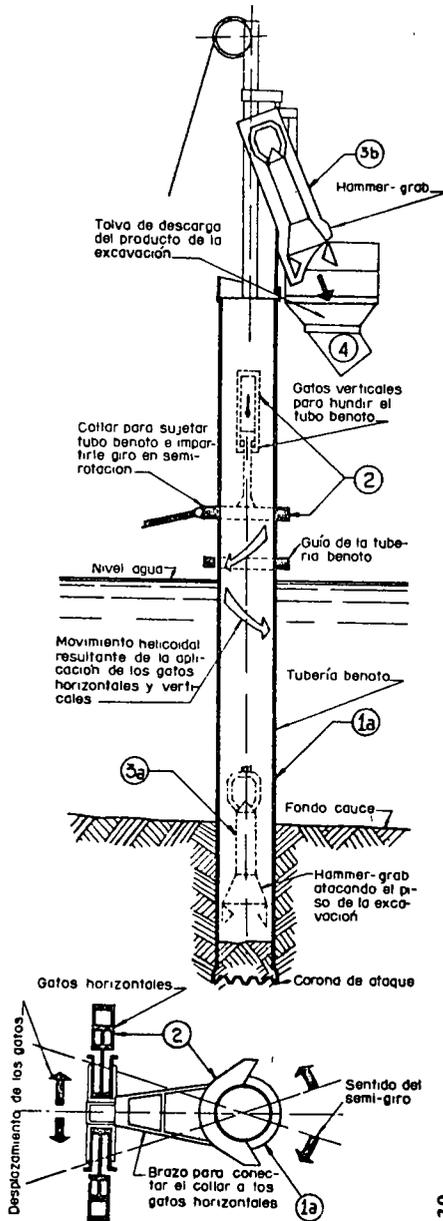
Según experiencias de la casa Benoto, la generación de estos dos movimientos encontrados rompe la fricción y la adherencia del suelo, facilitando la introducción de la tubería, así como su rescate, el cual se efectúa operando los gatos verticales en sentido inverso, conjuntamente con el movimiento de vaivén de los gatos horizontales.

Para hacer objetivo el principio antes expuesto, cabe decir que durante el colado del pilote, cuando la tubería tiene en su interior concreto fresco, y se aplica al tubo únicamente el movimiento de semi-rotación, el concreto se mueve en igual sentido; pero tan pronto como se genera el movimiento vertical, el concreto se inmoviliza como resultado del movimiento helicoidal —principio fundamental del trabajo de la máquina—, por anular éste, o reducir al mínimo, la adherencia entre tubo, suelo y concreto.

Durante la excavación, a más de actuar el sistema de gatos descrito, dentro del tubo, cuyo diámetro interior es de 1 m, un dispositivo denominado Hammer-Grab, de 0.04 m³ de capacidad, y semejante en su trabajo a un cucharón de almeja, extrae material del interior, con lo cual baja la tubería que, entonces, trabaja propiamente como ademe. Las propiedades del suelo no se alteran con este sistema de trabajo.

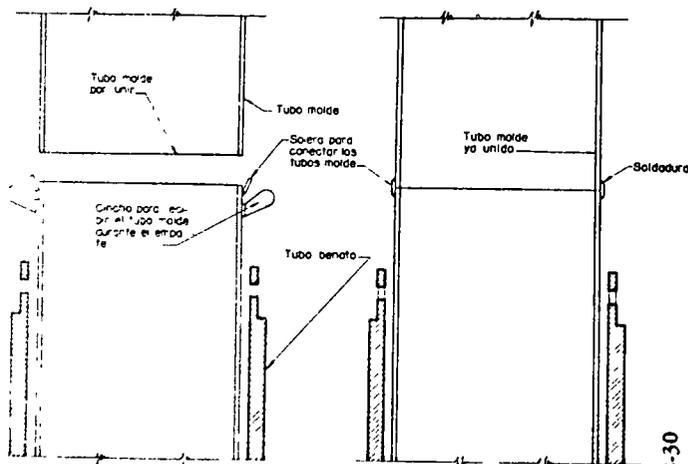
Quando se perfora en material suave, la corona de ataque de la tubería va abajo del nivel de la perforación; en materiales duros, como la caliza, dispositivos especiales para tal objeto, como el trépano, van adelante de la perforación, recortando o fracturando el suelo, y permitiendo con ello que la tubería baje. El Hammer-Grab complementa el trabajo del trépano, retirando el producto del ataque.

Al introducir la tubería de perforación con el procedimiento descrito, los gatos verticales deben ser operados con un margen tal, que se disponga siempre de una capacidad de reserva destinada a soportar el peso de la propia tubería; de lo contrario, si toda la fuerza de los gatos verticales se destina a vencer



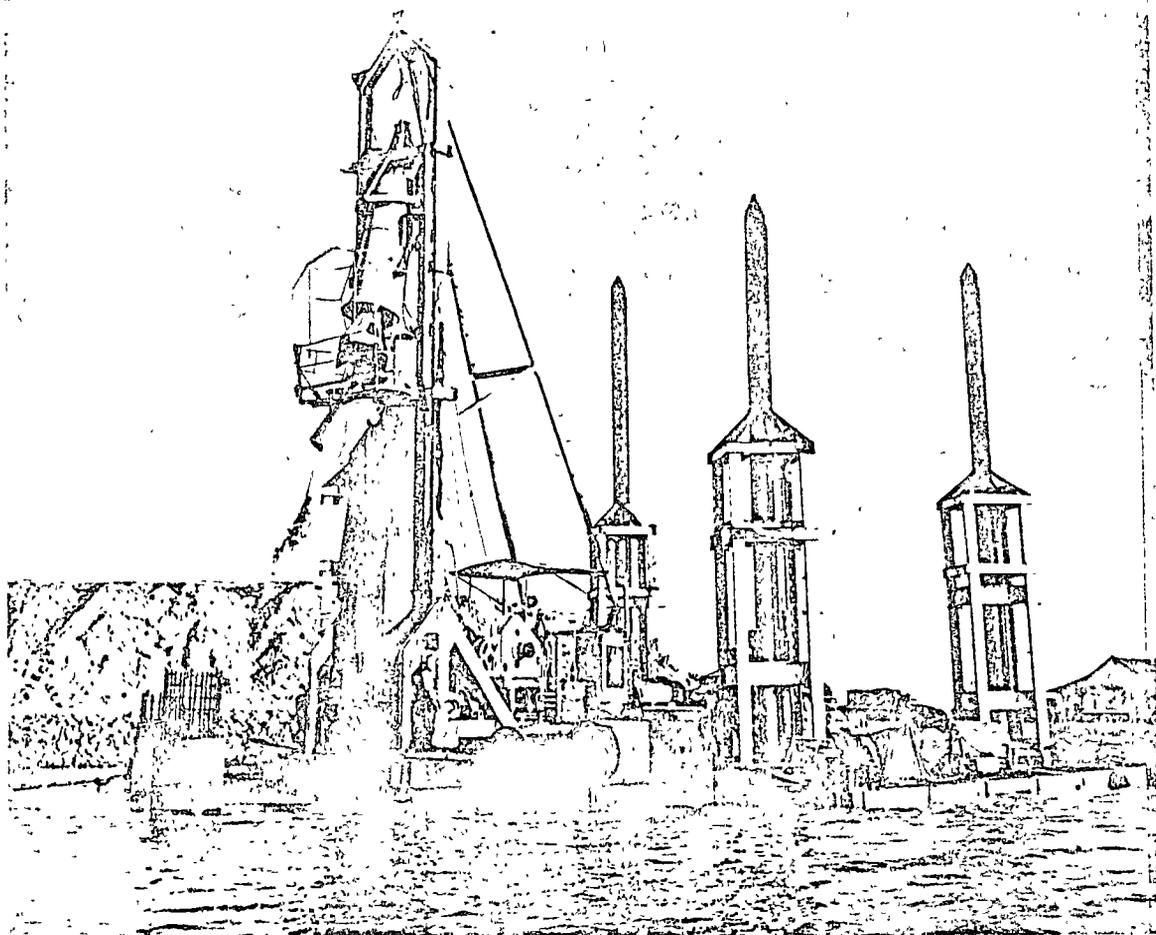
SISTEMA DE PERFORACION

56-30



INTRODUCCION DEL TUBO MOLDE

58-30



57-30

la fricción (en combinación con los gatos horizontales y el extractor), puede llegar un momento en que ésta sea tan alta, que la tubería deje prácticamente de girar, y al tratar de extraerla, no contando con la fuerza necesaria para soportar su peso, puede quedar atrapada. El peso de la tubería es factor favorable para el hincado, y desfavorable para la extracción de los tubos.

Terminada la perforación, se introduce en el tubo Benoto el acero de refuerzo, y a continuación, entre la tubería y el acero se instala un tubo molde de 96 cm de diámetro exterior, y de 3/16" de espesor, en secciones de 6 m soldadas en el lugar, tal como se muestra en el grabado N° 58-30. Este tubo se conecta al que ya ha sido colocado, y se suelda perimetralmente, mediante el traslape de la solera de que está dotado el borde superior de cada tramo que se introduce en el tubo Benoto.

El tubo molde se recibe, durante esta operación, con un cincho o abrazadera, tal como se indica en el grabado de referencia.

El borde inferior de este tubo llega hasta 15 m, más o menos, arriba del fondo de la perforación, cuyo piso será el de desplante del propio pilote.

Esos quince metros corresponden al tramo de pilote que se colará directamente en el terreno —como se indica en el procedimiento de colado que se expone en las páginas N° 34 y 35—, lográndose con esto una alta capacidad de trabajo por fricción, que se suma a la obtenida por apoyo directo.

Es indispensable introducir este tubo molde, no recuperable, a fin de poder construir el pilote, tanto en la parte floja o pantanosa del cauce, como en el tramo que libra el tirante del río, y por lo mismo, el borde del tubo molde sobresale del nivel del agua.

MONTAJE DE TUBERIA PARA LA PERFORACION

Los tubos de perforación Benoto son cargados con la grúa hasta un pontón, arrastrado después por un remolcador al lugar donde se encuentra la máquina Benoto, a fin de instalarlos dentro de las guías de ésta, tal como se observa en el grabado N° 60-31.

El tramo de tubo que se muestra en el grabado N° 59-31, corresponde al que primeramente se introduce en el suelo para perforar, por lo que dispone, en uno de sus extremos, de una corona desmontable de ataque, que se empata al tubo Benoto con el sistema de macho y hembra, por medio de unos cerrojos de expansión, que se muestran en el grabado N° 61-31.

Igual procedimiento se sigue en los demás empates de la tubería Benoto.

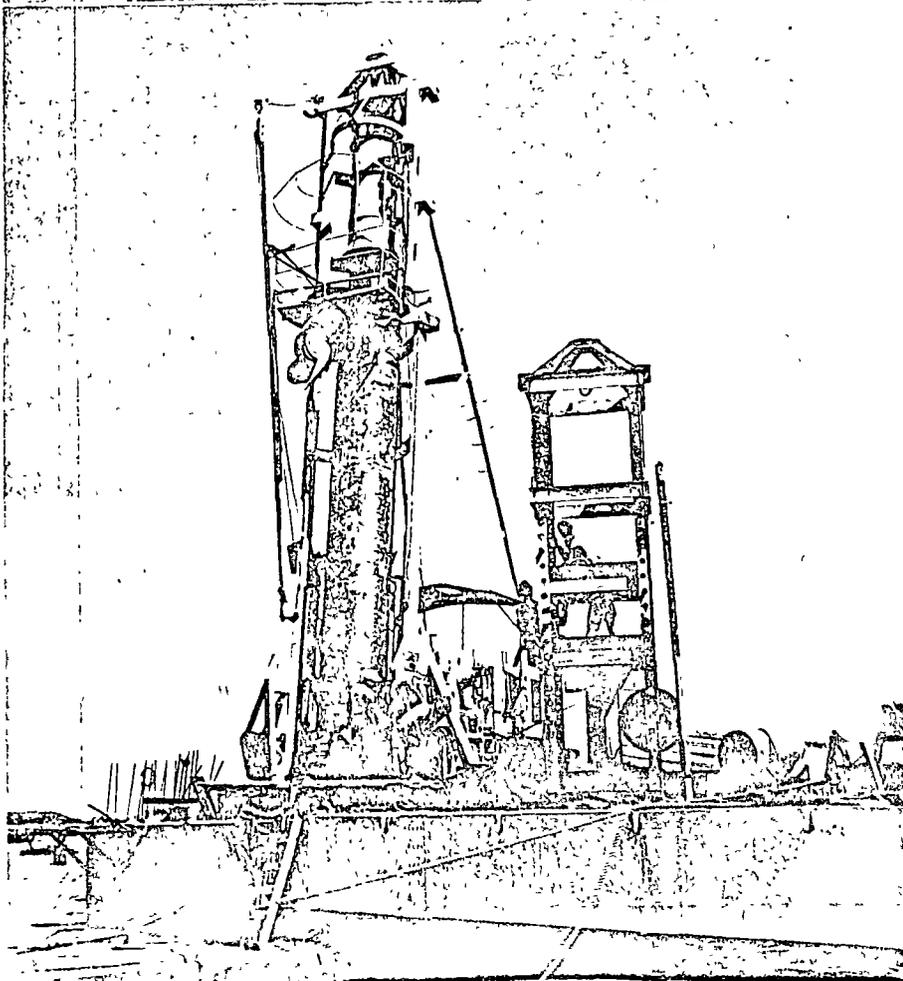
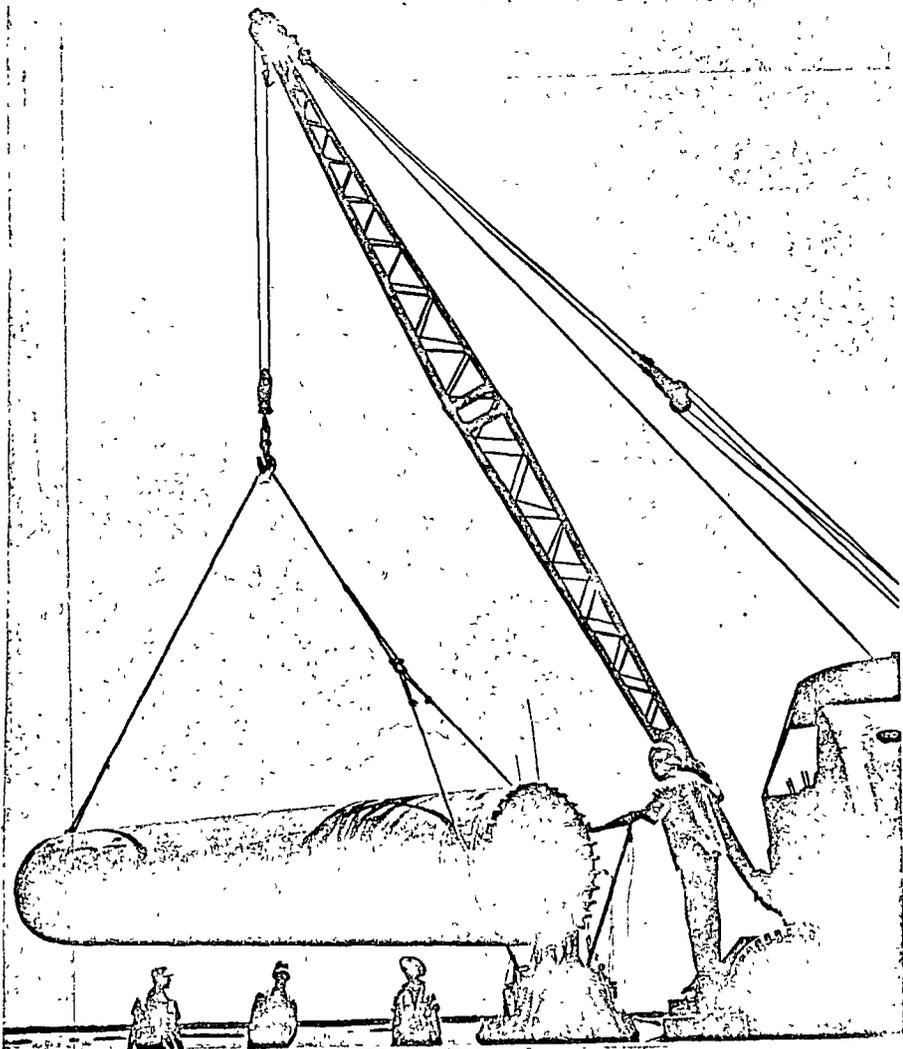
Los cerrojos disponen de un chasis con dientes flexibles; al introducirse la tuerca cónica, cuando se aprieta el tornillo, se abren dichos dientes, ajustándose al agujero cónico de la pared de la tubería, con lo que, queda empataada rígidamente, lográndose con ello que la tubería presente la continuidad necesaria para este trabajo.

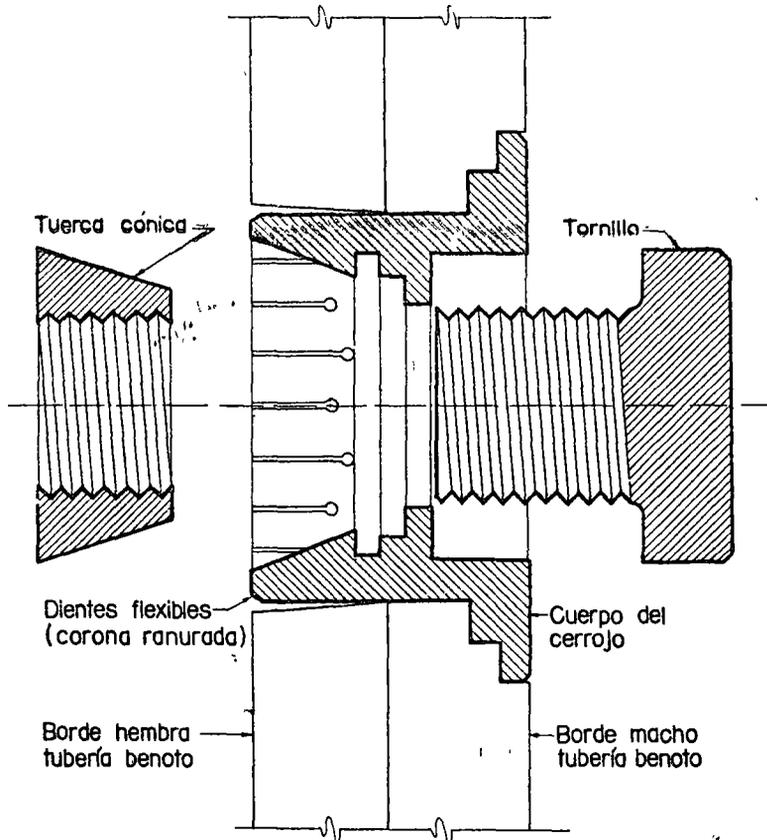
Los tubos disponen además, en sus bordes, de guías de tipo macho-hembra, para que al enchufarla coincidan los agujeros donde se instalan los cerrojos, teniendo también éstos la función de impedir el giro de la tubería, lo cual forzaría los tornillos durante los trabajos de perforación.

Se dispone de tubos de 6, 4 y 2 m de longitud, usándose por lo regular los de 6 m; los otros se emplean para ajustes obligados.

El diámetro interior de la tubería es de 1 m, teniendo su pared 4 cm de espesor: la forman dos placas de $\frac{5}{16}$ " , entre las cuales va un refuerzo longitudinal de varillas de 1"; a los bordes extremos de los tubos les fue soldada una placa maciza de 4 cm de espesor, para hacer posible los empates ya descritos.

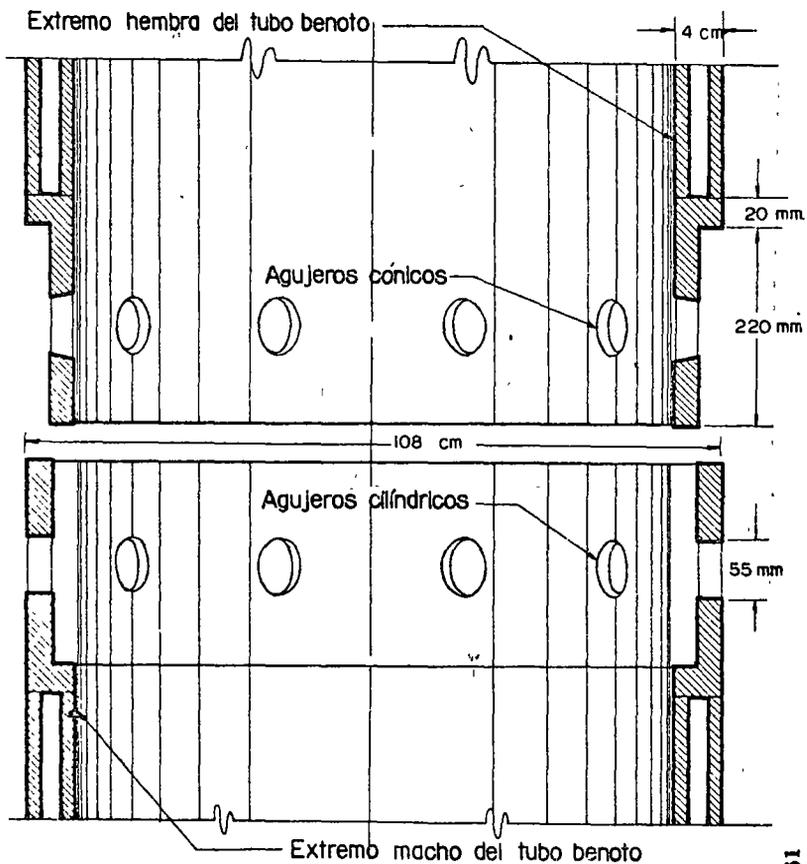
Los tubos se van introduciendo, uno tras otro, hasta llegar al fondo del cauce, donde empezará la perforación para el pilote por construir; a medida que avanza la tubería bajo la acción de las fuerzas aplicadas, se le añaden nuevos tramos.





CERROJO DE EXPANSION PARA EMPATAR LA TUBERIA BENOTO A TAMAÑO NATURAL

61-31



BORDES TUBERIA BENOTO FUERA DE ESCALA

62-31

Primeramente, y con el sistema descrito en el grabado N^o 58-30, se introduce y soporta el tubo molde, hecho lo cual, y tal como se indica en el grabado N^o 67-34, queda dispuesto el pilote antes de su colado, en las condiciones siguientes:

El fierro de refuerzo, marcado con (3), se deja caer hasta el fondo de la excavación (8), donde queda descansando por superficie y fricción. Debido a su peso propio y al impacto, se introduce unos 25 cm en el fondo de dicha excavación.

Mediante las placas (4), se suelda el tubo molde (2), al fierro de refuerzo (3), quedando como una sola unidad, dentro del tubo Benoto (1), tubo molde y fierro de refuerzo. Con este procedimiento, el tubo Benoto deja de soportar el tubo molde, originalmente colgado del primero mediante el cincho que aparece en el grabado N^o 58-30.

En las figuras B, C, D y F del grabado N^o 67-34, al cual se refiere la siguiente descripción, no se dibuja el fierro de refuerzo por razones de claridad.

Para efectos de colado, se introduce primero en el tubo Benoto la tubería (7), de 6" de diámetro interior, dentro de la cual bajará el concreto.

Esta tubería se va introduciendo en tramos de 2.5 m, suspendiéndola del dispositivo (6), siendo sucesivamente recibidos, durante esta operación, por la mordaza (5); los tramos de la tubería van unidos con rosca. El dispositivo (6) está dotado de giro propio, para poder retirarlo sin hacer girar la tubería (7) ni el cable (9).

Cuando la tubería llega al fondo de la excavación, se le conecta en el extremo superior un embudo (10), para recibir el concreto (11), que proviene de una artesa (12), y se vierte al embudo mediante la trompa de elefante (13). Una vista general de esta distribución se encuentra en los grabados N^{os} 68-35, 69-35 y 70-35.

El concreto queda retenido en el embudo mediante un tapón (14), que es una masa plástica de agua-cemento. Cuando se ha almacenado suficiente cantidad de concreto, mediante una barra se obliga a que el tapón descienda dentro de la tubería de colado, desalojando el empuje del concreto el agua que ahí se encuentre.

En esta etapa C y en las siguientes, el agua dentro del tubo Benoto sube de nivel, ya que no tiene salida.

Como se indica en las figuras B, C, D y E, la tubería de colado se sube y baja ± 2.00 m en forma vigorosa, varias veces, mediante los tirantes (15) y el cable (9), a fin de que el concreto vertido dentro de la misma, fluya hacia abajo y desaloje hacia arriba el concreto depositado anteriormente, sin que la parte inferior de esta tubería llegue a salir de la masa de concreto, condición indispensable para lograr la debida continuidad de colado.

La capa superficial del concreto así desalojado, será retirada posteriormente por su evidente mala calidad.

Cuando el concreto (como lo muestra la figura E) tiene una altura de ± 10 m con respecto al fondo de la excavación, se retira el embudo (10), y se extraen dos tramos de 2.50 m de la tubería de colado, para reducirle longitud con objeto de disminuir fricciones con el concreto pues, en caso de haberlas, harían que la tubería quedase atrapada.

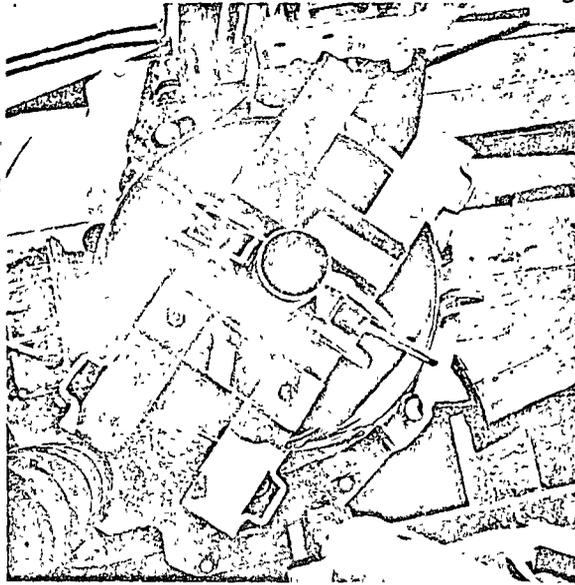
Hecho lo anterior, se deja suelta la tubería de colado, quedando apoyada por superficie y fricción dentro del concreto, durante la operación de extracción de la tubería Benoto.

El borde superior de la tubería de colado se deja, en estas condiciones, aproximadamente al nivel del borde superior de la tubería Benoto, para que no obstruya la extracción de un tramo de 6 m de ella, quedando con ello el pilote, como se muestra en la figura F, parcialmente en contacto directo con el terreno. La extracción de la tubería Benoto se lleva a cabo haciéndola girar en semi-rotación, y aplicando hacia arriba la fuerza de los gatos hidráulicos.

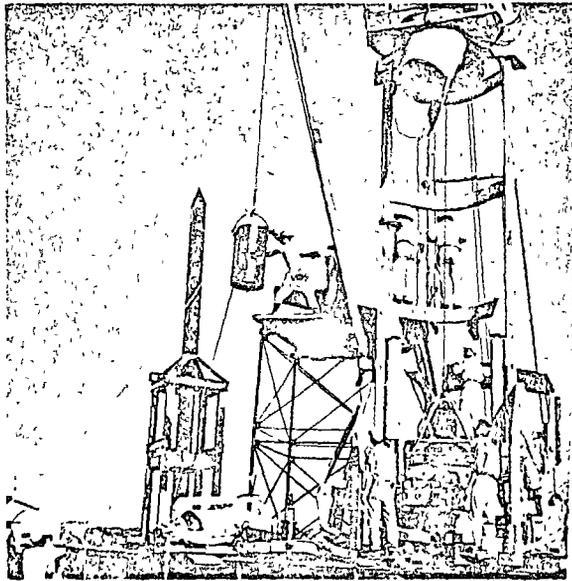
El nivel superior del concreto baja, después de esta operación, ± 70 cm como consecuencia de que la sección de pilote sin tubo Benoto, o sea el vaciado dentro del terreno natural, tiene mayor diámetro que la propia tubería.

La velocidad de colado debe ser suficientemente rápida, ± 4 m³/hora), para que la alimentación del concreto (con revenimiento del orden de los 15 cm y agregado grueso de 3/4") permita hacer todas las operaciones antes descritas en el menor tiempo posible, pues, de lo contrario, el concreto va fraguando y endureciéndose, y esto impediría la recuperación de ambas tuberías.

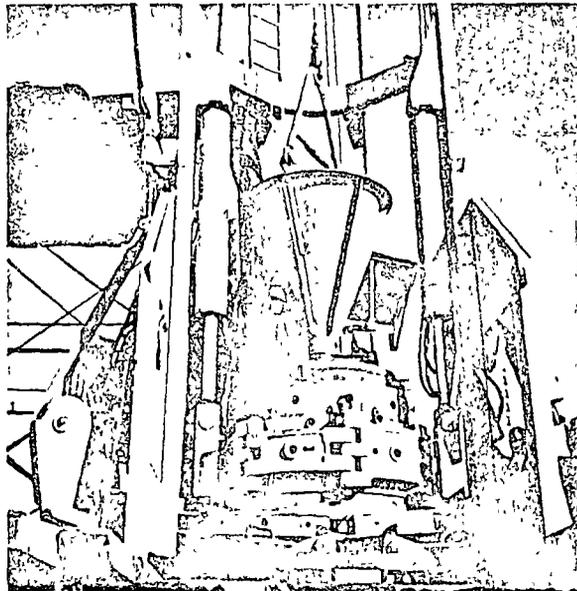
68-35

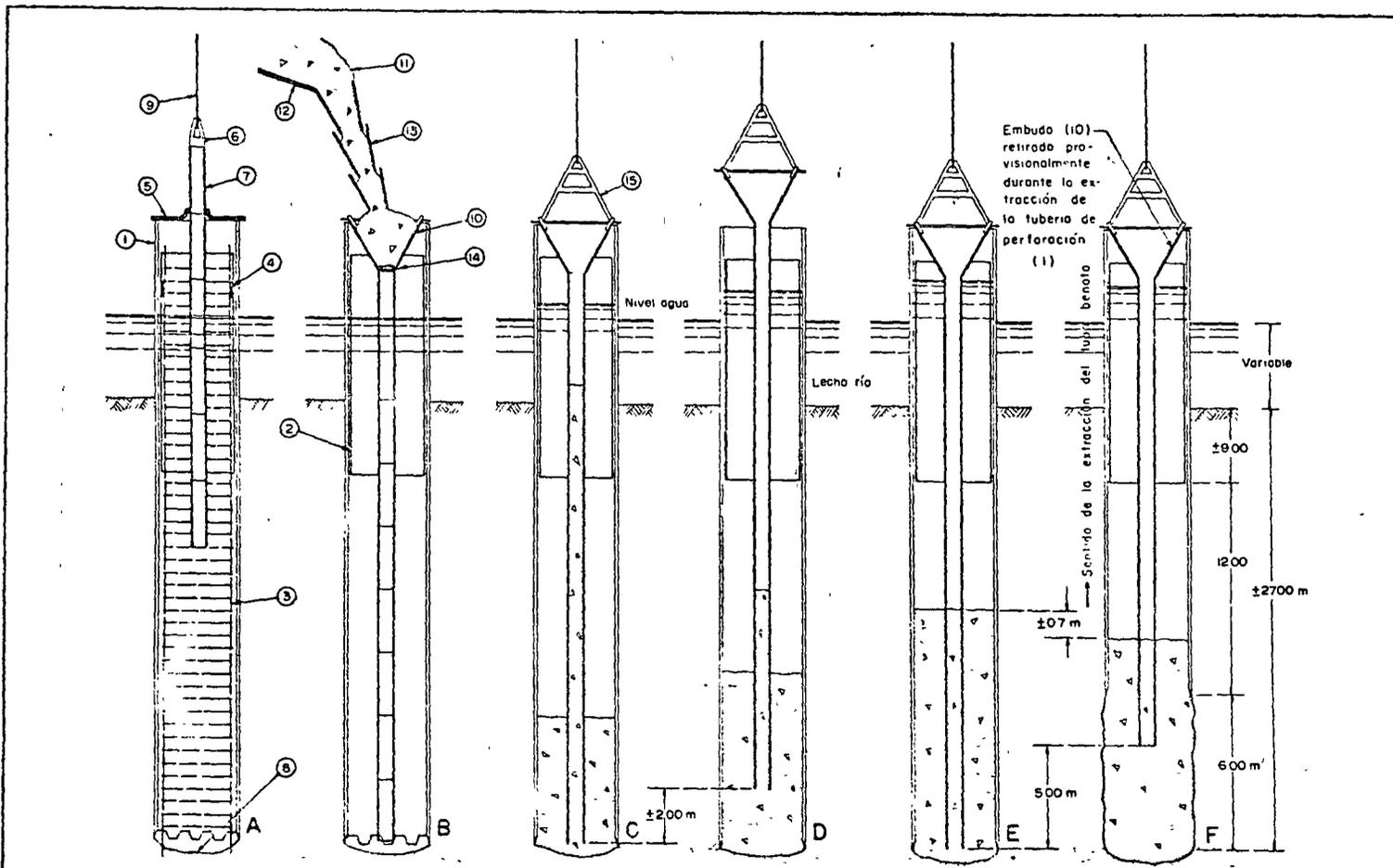


69-35



70-35





PROCEDIMIENTO DE COLADO DE PILOTES "IN SITU" TIPO BENOTO CON TREMIE

APUNTES PARA LA PLATICA SOBRE CONTROL DE CALIDAD EN PUENTES DE CONCRETO.

ING. VICTOR TORRES ALCALA.

NOVIEMBRE DE 1973.

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

El control de calidad es una parte de la Ingeniería que evalúa, estudia y verifica la calidad de los materiales o ingredientes que intervienen en cualquier proceso constructivo.

El control se inicia con los estudios preliminares para seleccionar los materiales o ingredientes y se prosigue durante todo el proceso hasta su terminación, haciendo los ajustes necesarios con base en los resultados de los ensayos de verificación. Su finalidad es garantizar los niveles de calidad requeridos en la obra de que se trata.

La calidad de los materiales que se utilizan en los puentes de concreto, se establece en el proyecto, en base a especificaciones y normas adecuadas para cada tipo de material.

El control se lleva a cabo por medio de ensayos, pruebas o análisis, de muestras representativas tomadas de un lote bien definido. De ahí que la selección de esas muestras se considere una operación delicada, capaz de reflejar fielmente la representatividad del material por analizar.

Los ensayos tienen el objetivo de conocer las características de los materiales; algunas de ellas son útiles para determinar su comportamiento en la estructura y otras sirven para establecer correlaciones

que permiten hacer su clasificación. También, se realizan ensayos que reproducen de alguna manera los tratamientos que se aplican a los materiales durante la construcción de la obra.

MATERIALES EMPLEADOS.

Los materiales que generalmente intervienen en la construcción de puentes de concreto son los siguientes:

Madera.

Mampostería.

Acero: De refuerzo.
De presfuerzo.

Neopreno.

Concreto.

La mayor parte de esos materiales, son elaborados y están sujetos a estándares de producción, cuyo control en la planta debe ser riguroso.

El consumidor, sin embargo, generalmente verifica la calidad de dichos productos, situación que es más frecuente en el Sector Público.

I.- M A D E R A .

La madera se utiliza en los moldes para el concreto y en la obra falsa que sostiene a éstos.

Su calidad se juzga por medio de las siguientes pruebas:

Resistencia a la flexión.

Resistencia a la compresión (perpendicular y paralela—

mente al grano).

Resistencia a la tensión, perpendicular al grano.

Dureza.

Debe aclararse que los moldes y la obra falsa pueden ser metálicos; a base de estructuras que están sujetas a una patente.

II.- M A M P O S T E R I A .

La mampostería se forma de piedra y mortero, la primera es sumamente variable en sus características especialmente en nuestro País, debido a su gran extensión territorial y diversidad de rocas.

No obstante, las pruebas a las cuales se sujeta la piedra, no son numerosas y en términos generales son suficientes para garantizar su calidad.

Las pruebas son las siguientes:

Resistencia a la compresión en estado húmedo (normal y paralelamente a los planos de formación).

Absorción.

Densidad aparente.

Resistencia al intemperismo acelerado (sanidad).

El mortero generalmente constituido por arena, cemento Portland y agua, tiene cierta similitud en su control de calidad, con el que se realiza al concreto hidráulico, ya que sus componentes son algunos de los que forman este último; por ese motivo, los examinaremos más ade-

lante.

Conviene establecer sin embargo, que la dosificación de los morteros - se hace actualmente en nuestro País, por lo que se refiere a los puentes, señalando únicamente las cantidades de arena y de cemento, con diferentes proporciones establecidas. El contenido de agua se deja al arbitrio del operario y la resistencia a la compresión, se compara con - especímenes elaborados en Laboratorio, con la misma dosificación.

En la actualidad ya existe la tendencia para fijar una consistencia determinada, pero no se tienen todavía normas al respecto, por lo que se refiere a la mampostería en puentes.

III.- A C E R O .

En el concreto para los puentes, el acero se utiliza en forma de varillas corrugadas de refuerzo, que en función de su adherencia se obtiene una acción solidaria, o bien como alambre o cable de presfuerzo.

Las pruebas o determinaciones que se realizan en las varillas de re- - fuerzo, son las siguientes:

- 1.- Medición de corrugaciones.
- 2.- Peso por metro lineal.
- 3.- Examen metalúrgico macroscópico.
- 4.- Prueba de tensión.
- 5.- Prueba de doblado.

Las pruebas y determinaciones del alambre de acero para refuerzo son -



las siguientes:

- 1.- Medición de diámetro.
- 2.- Examen metalúrgico.
- 3.- Prueba de tensión.
- 4.- Prueba de doblado.
- 5.- Prueba de relajamiento.

IV.- N E O P R E N O .

El neopreno es un material que resiste notablemente la acción de los - agentes de intemperismo y conserva sus propiedades elásticas, lo cual ha decidido su empleo en los apoyos de puentes.

Las pruebas a que se sujeta actualmente son las siguientes, previa una inspección visual tendiente a descubrir defectos de fabricación, como lajeaduras o grietas.

Dureza.

Compresión con medidas de deformación.

Se prueban absolutamente todas las placas que se van a utilizar y se les determina la deformación en por ciento, cuyo valor no deberá exceder el 15 %, cumpliendo además con el requisito de que la dispersión de la deformación de cada placa, no deberá exceder en ± 15 % al promedio de las deformaciones determinadas.

V.- C O N C R E T O .

A.- ENSAYE DE SUS COMPONENTES.

El concreto se forma con los siguientes componentes:

Cemento Portland.

Agua.

Agregado fino (arena).

Agregado grueso (grava).

Aire: Atrapado
Incluido.

Aditivos.

La dosificación de estos materiales está sujeta a la resistencia que - desea obtenerse en el concreto; ésta generalmente se mide a través de - la prueba de compresión a la edad de 28 días. Dicha resistencia depen- de de la relación entre el agua y el cemento, a condición de que los - agregados fino y grueso satisfagan también esa resistencia y además, - proporcionen una densidad adecuada en el concreto, lo cual se logra - con una buena graduación de ellos, medida por su granulometría o suce- sión de partículas de diferentes tamaños y determinada con el uso de - cribas o mallas.

El cemento Portland se sujeta a las siguientes pruebas y análisis:

- 1.- Análisis químico.
- 2.- Determinación de la densidad.
- 3.- Determinación de la finura (malla N°. 325, Blaine y Wagner).
- 4.- Determinación del tiempo de fraguado (Vicat o Gill-

more).

5.- Sanidad acelerada en autoclave.

6.- Resistencia a la tensión.

7.- Resistencia a la compresión.

El agua para la elaboración del concreto, deberá estar libre de aceites, grasas y demás materias perjudiciales.

Se sujeta a un análisis químico para determinar su contenido de sulfatos, cloruros y materia orgánica, que no debe rebasar ciertos límites, después de los cuales afecta la resistencia del concreto, no solo cuando interviene en la elaboración de éste, sino también cuando se utiliza para su curado o para el lavado de los agregados.

A los agregados fino y grueso, se les efectúan las siguientes pruebas:

- 1.- Análisis petrográfico.
- 2.- Análisis granulométrico.
- 3.- Peso volumétrico suelto.
- 4.- Peso volumétrico compacto.
- 5.- Densidad aparente.
- 6.- Absorción.
- 7.- Porcentaje de partículas suaves.
- 8.- Resistencia al intemperismo acelerado.
- 9.- Reactividad potencial con los álcalis del cemento.
- 10.- Contenido de polvo por lavado.
- 11.- Contenido de limo y arcilla.

12.- Resistencia estructural.

13.- Contenido de materia orgánica (únicamente agregado fino).

14.- Desgaste (únicamente agregado grueso).

El aire se encuentra en el concreto, ya sea atrapado durante las operaciones de mezclado, colocación y compactación, o bien se incorpora en el concreto utilizando un agente inclúsor durante su elaboración, para proporcionarle propiedades de trabajabilidad a la mezcla.

Los aditivos son materiales que se utilizan para modificar algunas de las características del concreto hidráulico y son los siguientes:

- 1.- Acelerantes del fraguado.
- 2.- Retardantes del fraguado.
- 3.- Reductores de agua.
- 4.- Inclúsores de aire.
- 5.- Exclúsores de aire.
- 6.- Generadores de gas.
- 7.- Expansores.
- 8.- Minerales pulverizados.
- 9.- Reductores de permeabilidad.
- 10.- Mejoradores de adherencia.
- 11.- Reductores de expansión álcali-agregados.
- 12.- Inhibidores de la corrosión.
- 13.- Fungicidas, germicidas e insecticidas.

14.- Floculantes.

15.- Colorantes.

En términos generales, deben hacerse pruebas utilizando los mismos componentes del concreto, con el fin de verificar si el aditivo imparte - la propiedad que indica el fabricante, o bien la que se desea conse- - guir con dicho aditivo. Para esa verificación se realizan las pruebas normales del concreto hidráulico.

B.- PRUEBAS EN EL CONCRETO FRESCO Y ENDURECIDO:

En el concreto fresco, se llevan a cabo las siguientes pruebas:

Revenimiento.

Varillado.

Aplanado o acabado.

Sangrado.

Segregación.

Contenido de aire.

Peso volumétrico.

Moldeo de especímenes.

En el concreto endurecido se realiza la prueba de resistencia a la compresión en probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altu- - ra, moldeadas en el lugar de elaboración. La prueba se realiza aplican- - do una carga continua y a baja velocidad en la máquina de ensaye, so- - bre los especímenes previamente cabeceados, es decir, preparadas sus -

superficies en las cuales se aplica la compresión que debe ser axial.

Las edades de prueba generalmente son de 7 y 28 días cuando se utiliza cemento Portland de tipo normal, y de 3 y 7 días para cementos Portland de fraguado rápido.

Esta prueba también se realiza sobre especímenes o corazones, extraídos del concreto ya endurecido en la estructura. La extracción se hace por medio de máquinas de rotación provistas de brocas de diamante.

Los corazones se ensayan para conocer la resistencia alcanzada en la estructura, cuando no se ha cumplido la resistencia de proyecto determinada por medio de especímenes moldeados o bien, se tienen dudas sobre la colocación y compactación del concreto.

C.- PROBLEMAS TECNICOS QUE AFECTAN LAS CARACTERISTICAS DEL CONCRETO.

Los problemas técnicos que afectan las características del concreto, en general se derivan de la calidad y características de sus componentes (cementos, agua, arena, grava y aditivos), del tipo de equipo mecánico empleado en su manufactura y de la capacidad o grado de especialización de las personas que asumen la responsabilidad de proyectarlo, que se encargan de operar el equipo para fabricarlo, de las que en una u otra forma lo transportan, lo manipulan, acomodan o compactan en la obra y en última instancia, de aquellos que cumplen la función de controlar su calidad.

Para abundar en particular sobre cada uno de sus componentes se puede

decir lo siguiente:

Cemento.- Este es el componente más caro e importante que interviene en su fabricación ya que junto con el agua, forma la matriz que aglutina o une el resto de sus componentes y gobierna sus características en el estado plástico o ya endurecido.

La fabricación del cemento, requiere materia prima (caliza, arcillas) de óptima calidad, instalaciones y equipo moderno con sistemas electrónicos de control, personal altamente calificado, que durante su fabricación constantemente vigile y verifique todos los procesos, puesto que el producto terminado deberá satisfacer los requisitos físicos y químicos de calidad que aseguren su buen comportamiento y garanticen su empleo.

Agua.- Esta por lo general se emplea tal como se encuentra en la naturaleza; cuando los fines lo justifican, se compensan sus deficiencias mediante el empleo de aditivos o cementos adecuados y en contadas ocasiones, se trata para modificar su composición química, a fin de lograr su utilización óptima.

Arena.- Este componente se obtiene en forma natural, de yacimientos existentes o en forma artificial mediante la trituración de rocas; en ambos casos, el control de su homogeneidad ofrece serios problemas, pues en general los depósitos o las rocas que le dan origen varían de una zona a otra.

El control de su homogeneidad, factible dentro de ciertos límites, no

debe exagerarse porque eleva mucho su costo de explotación o producción, sin que se logre una gran mejoría en su calidad.

Grava.- Esta se obtiene en forma análoga a la arena y su origen puede ser prácticamente el mismo; consecuentemente el control de su homogeneidad es similar, aunque en este caso el mayor tamaño de sus partículas facilita más ese control.

Por lo anterior, podemos decir que los problemas técnicos de la producción del concreto debidos a la grava, son prácticamente los mencionados para la arena y sólo debe agregarse el que se deriva de las variaciones de tamaño máximo.

Aditivos.- Estos en general son productos químicos de fabricación controlada, cuya eficiencia debe comprobarse mediante ensayos realizados antes de emplearse.

Equipo de Dosificación y Mezclado.- Este renglón también es importante y por ello se recomienda que el equipo sea moderno, que se encuentre en perfecto estado de conservación y se calibre o verifique con cierta periodicidad.

Personal.- Su importancia estriba en que participa en todos los procesos, desde la obtención de los componentes hasta la verificación de la calidad del concreto, por ello se pretende que esté formado por personas idóneas y altamente calificadas.

Las variables mencionadas, que afectan la calidad del concreto, se resumen en los cuadros de los anexos números 1 y 2, señalándose además

en el cuadro del anexo número 3 las variables relativas al muestreo y ensaye de los especímenes de concreto.

D.- MEDIDAS PARA UN ADECUADO CONTROL DE CALIDAD DEL CONCRETO.

A fin de reducir al mínimo los problemas técnicos que por una u otra causa pueden afectar la producción de concreto, es de recomendarse:

- 1.- Controlar desde su fabricación u origen todos los componentes del concreto mediante pruebas rápidas e indicativas de aceptación. (Véase anexo N°. 4).
- 2.- Pagar porque el transporte de cada uno de los materiales, se haga con el equipo apropiado para evitar su alteración.
- 3.- Contar con almacenamientos apropiados para evitar la segregación y contaminación de los agregados pétreos y sitios apropiados para evitar la hidratación del cemento.
- 4.- Dar al equipo un buen mantenimiento, vigilar que esté calibrado y renovarlo o cambiarlo cuando sea necesario y se justifique su reposición.
- 5.- Seleccionar al personal con la preparación apropiada para desempeñar el puesto que se le asigne y proporcionarle los conocimientos necesarios relacionados con las funciones que desempeña.

6.- Contar con un Laboratorio, para controlar en forma rápida y efectiva los procesos y etapas de producción.

Todas estas medidas tenderán a producir un concreto lo más uniforme posible en sus características y con probabilidad de tener poca dispersión en los resultados de la prueba de compresión.

Los resultados de la prueba de compresión en el concreto, no sólo tienen el objetivo de medir la resistencia a dicho esfuerzo, también nos dan una idea de la uniformidad lograda en su elaboración, pues es evidente la influencia de las variables que intervienen en su fabricación. Aún cuando dichas variables existan y no sea posible eliminarlas, es seguro que su influencia puede reducirse si se aplica un control de calidad adecuado, de manera que se obtenga una resistencia promedio lo más cercana posible a la resistencia de proyecto, dando lugar a un concreto más económico.

Dicho control también debe extremarse durante el colado con las pruebas que se realizan al concreto fresco, para garantizar uniformidad en su colocación y compactación.

Además, es preciso llevar a cabo una cantidad adecuada de ensayos, puesto que un número reducido no puede reportar conclusiones dignas de confianza.

E.- PROCESAMIENTO DE DATOS.

Una forma eficaz de interpretar los resultados de ensaye, la tenemos en el uso de los métodos estadísticos, llevando un registro gráfico de resultados debidamente correlacionados, en cartas de control bien planeadas (véase anexo N°. 5) y contando con información suficiente, la interpretación se puede complementar con histogramas que abarquen determinados períodos del control.

Para la evaluación de los resultados del control, se utilizan las funciones denominadas desviación estándar y coeficiente de variación, que en forma sencilla permiten calificar la eficiencia de los procesos.

La desviación estándar es igual a la raíz cuadrada del promedio de los cuadrados de las desviaciones o diferencias respecto a la resistencia promedio.

El coeficiente de variación es el cociente que resulta de dividir la desviación estándar entre el promedio de las resistencias obtenidas.

La curva de distribución de las resistencias obtenidas en los especímenes, es una curva en forma de campana, que será más alta y cerrada a medida que el coeficiente de variación sea menor, es decir, a medida que se tenga un mejor control de calidad. En términos generales se puede decir que un coeficiente de variación inferior o igual a 0.15 es adecuado para el concreto elaborado en la construcción de puentes.



CARACTERISTICAS DE LOS COMPONENTES DEL CONCRETO QUE AFECTAN SU CALIDAD.

COMPONENTE.	N°.	CAUSAS ASIGNABLES.	PROBABILIDAD DE INCIDENCIA.	EFFECTO EN SU RESISTENCIA.
CEMENTO.	1	Falta de control de fabricación.	Posible en cualquier marca.	Puede ser considerable.
	2	Tipo y composición.	Empleando diferentes marcas.	Rango de variación considerable.
	3	Edad y estado.	Con almacenamiento inadecuado.	Variaciones notables.
	4	Temperatura.	Despachado sin reposo en los silos.	Puede ser apreciable.
AGUA.	5	Presencia de sales.	Posible en cualquier caso.	No es notable en lo general.
	6	Contaminación orgánica.	De corrientes y depósitos naturales.	Puede ser considerable.
	7	Temperatura.	En climas extremos.	En general, no es apreciable.
ARENA.	8	Forma de las partículas.	En naturales y trituradas.	Inapreciable cuando es del mismo tipo u origen.
	9	Granulometría.	Por diferente origen o mal almacenada.	Apreciable por variaciones de consistencia.
	10	Falta de uniformidad.	Por diferente origen o mal almacenada.	Por variaciones de consistencia.
	11	Contaminación (limo, arcilla o materia orgánica).	Por explotación o almacenamiento inadecuado.	Considerable en algunos casos.
	12	Partículas suaves	Por contaminación en banco o almacén.	En relación directa con el porcentaje.
	13	Actividad química.	Cuando son de origen dolomítico o silíceo.	Considerable si no se previene.
14	Contenido de humedad.	Frecuente y muy común.	Variaciones considerables.	
GRAVA.	15	Forma de las partículas.	En naturales y trituradas.	Inapreciable cuando es del mismo tipo y origen.
	16	Granulometría.	Por diferente origen o mal almacenada.	Apreciable por variaciones de consistencia.
	17	Falta de uniformidad.	Por grado de intemperismo, diferencia de origen, defectos de proceso o mal almacenada.	Apreciable por variaciones de consistencia.
	18	Contaminación (limo, arcilla y arena).	Por explotación o almacenado inadecuado.	Considerable en algunos casos.
	19	Partículas suaves o alteradas.	Por su origen o contaminación.	En relación directa al porcentaje.
	20	Actividad química.	Cuando son de origen dolomítico o silíceo.	Considerable si no se prevé.
21	Contenido de humedad.	Frecuente y muy común.	Variaciones considerables.	
ADITIVO.	22	Falta de control de fabricación.	Posible en cualquier marca.	Puede ser considerable.
	23	Variaciones de concentración.	Cuando se prepara en solución.	Variaciones notables.
	24	Error en la selección.	Información deficiente.	Resultados no esperados.
	25	Temperatura.	En climas extremos.	Variaciones no previstas.

CARACTERISTICAS DEL EQUIPO DE DOSIFICACION Y EL PROCEDIMIENTO DE MEZCLADO QUE AFECTAN LA CALIDAD DEL CONCRETO.

CONCEPTO BASICO.	Nº.	CAUSA ASIGNABLE.	PROBABILIDAD DE INCIDENCIA.	EFFECTO EN LA RESISTENCIA.
EQUIPO DE DOSIFICACION.	1	Sistema de medición heterogéneo.	Frecuente.	Variaciones considerables.
	2	Falta de mantenimiento.	Con personal inexperto.	Variaciones considerables.
	3	Operación defectuosa.	Con personal o equipo no adecuados.	Considerable en algunos casos.
	4	Falta de control.	Por variaciones de relaciones A/C y g/a	Considerable en algunos casos.
	6	Medición por volumen.	Falta de recursos o economía.	Considerables en todos los casos.
PROCEDIMIENTO DE MEZCLADO.	8	Orden de carga.	Depende del Operador.	Generalmente de poca importancia.
	9	Sobrecarga.	Poco frecuente.	Ninguno en lo general.
	10	Acumulación de mezclas.	Ocasional.	Puede ser considerable.
	11	Velocidad de mezclado.	Defectos mecánicos o variación de corriente.	Ninguno en lo general.
	12	Tiempo de mezclado.	Frecuente.	Variaciones notables en algunos casos.
	13	Equipo manual.	Falta de recursos o economía.	Considerable en todos los casos.

CONCEPTO.	CAUSA ATRIBUIBLE.	PROBABILIDAD DE INCIDENCIA.	CONSECUENCIA EN EL RESULTADO.
MUESTREO.	1 Derrame con pérdida parcial. 2 Falta de homogeneidad.	Frecuente personal inepto. Muestra integrada con porciones de varios sitios.	Ocasiona variaciones considerables. Ocasiona variaciones considerables.
	3 Cribado del concreto fresco.	Sólo en concreto masivo.	Aumento de resistencia respecto a la -- real.
	4 Segregación. 5 Clasificación. 6 Cambios de estructura.	Transporte de mezclas fluidas. Manipulación excesiva. Por remezclado.	Ocasiona zonas débiles y fallas imprevisibles. Ocasiona zonas débiles y fallas imprevisibles. No es posible estimar el efecto.
MOLDES.	7 Forma.	Especímenes cúbicos.	Resistencia superior en probetas cilíndricas.
	8 Dimensiones.	Con relación a altura y diámetro menor - de dos.	Aumenta la resistencia.
	9 Caras no perpendiculares.	Defectos constructivos.	Superable por medio del cabeceo.
	10 Irregularidad en forma.	Defectos geométricos.	Valores no confiables.
	11 Mal acabado superficial.	Falta de limpieza del molde o golpeado.	Resistencias ligeramente bajas.
	12 Sangrado o fugas. 13 Absorción.	Molde no hermético. Moldes permeables.	Pérdida de resistencia sin importancia. Resistencias ligeramente bajas.
COLOCACION COMPACTACION Y TRANSPORTE - AL LABORATORIO.	14 Falta de homogeneidad. 15 Cavernas u oquedades.	Operadores inexpertos. Mezclas secas.	Amplio rango de variación. Reducción considerable de la resistencia.
	16 Clasificación de componentes. 17 Formación de planos débiles.	Vibrado en exceso. Orientación de partículas en forma de la ja.	Fallas y valores imprevistos. Disminución notable de la resistencia.
	18 El espécimen se golpea.	A cortas edades.	Disminución notable de la resistencia.
	19 Secado a la intemperie. 20 Temperatura baja.	En las primeras 24 horas. Depósito o pileta a la intemperie.	Inapreciable. Reducción de la resistencia hasta del - 25 %.
CURADO.	21 Temperatura alta.	Depósito o pileta a la intemperie.	Resistencias iniciales relativamente altas.
	22 Humedad relativa baja.	En cámara húmeda.	Reducción en la resistencia hasta del - 40 %.
	23 Variaciones de temperatura. 24 Período efectivo.	En cámara húmeda. Sin control de humedad o temperatura.	Variaciones del 15 % en más o en menos. Variaciones considerables.
	25 Falta de paralelismo. 26 Acabado de la superficie. 27 Espesores de la capa. 28 Material poco resistente.	Operador inexperto. Cabeceador con defectos. Solamente capas con espesor excesivo. Concretos de alta resistencia.	Disminución de la resistencia hasta del 15 %. Reducción: Concavidad hasta 30 % Convexidad hasta 50 % Reducción de la resistencia hasta del - 10 %. Reducción de la resistencia hasta del - 15 %.
MAQUINA DE COMPRESION Y ENSAYE.	29 Platinas. 30 Operación manual. 31 Sistema de medición. 32 Excentricidad de carga. 33 Contenido de humedad. 34 Velocidad de carga.	Cuando no se tiene cabeza móvil. Cuando se produce impacto. Calibración. Operador inexperto. En especímenes secos. Operación inadecuada.	Ocasiona variación considerable. Variación considerable en general. Variación apreciable. Variaciones hasta del 20 % No es considerable generalmente.

ENSAYES INMEDIATOS DE CALIDAD DE CEMENTOS DE OBRA.

Sanidad acelerada en autoclave.
Pérdida por calcinación.
Finura con el aparato de Blaine.

ENSAYES PARA EL CONTROL DE CALIDAD DE LOS AGREGADOS EN LA OBRA.

Análisis granulométrico.
Determinación de pesos volumétricos.
Determinación del contenido de partículas suaves.
Determinación del contenido de polvo por lavado.
Determinación del contenido de limo y arcilla.
Determinación del contenido de materia orgánica.
Determinación del contenido de humedad.
Determinación del porcentaje de contaminación.
(Grava en arena o arena en grava).

PRUEBAS PARA EL CONTROL DE CALIDAD DEL CONCRETO EN LA OBRA.

Determinación del revenimiento.
Determinación del peso volumétrico.
Determinación del contenido de aire.
Varillado.
Aplanado o acabado.
Sangrado.
Segregación.
Moldeo de especímenes.

COMPROBACION DE CALIDAD.

Determinación del contenido de cemento en concreto fresco.
Ensayes acelerados de probetas estándar.
Ensayes normales de probetas estándar a las edades especificadas.

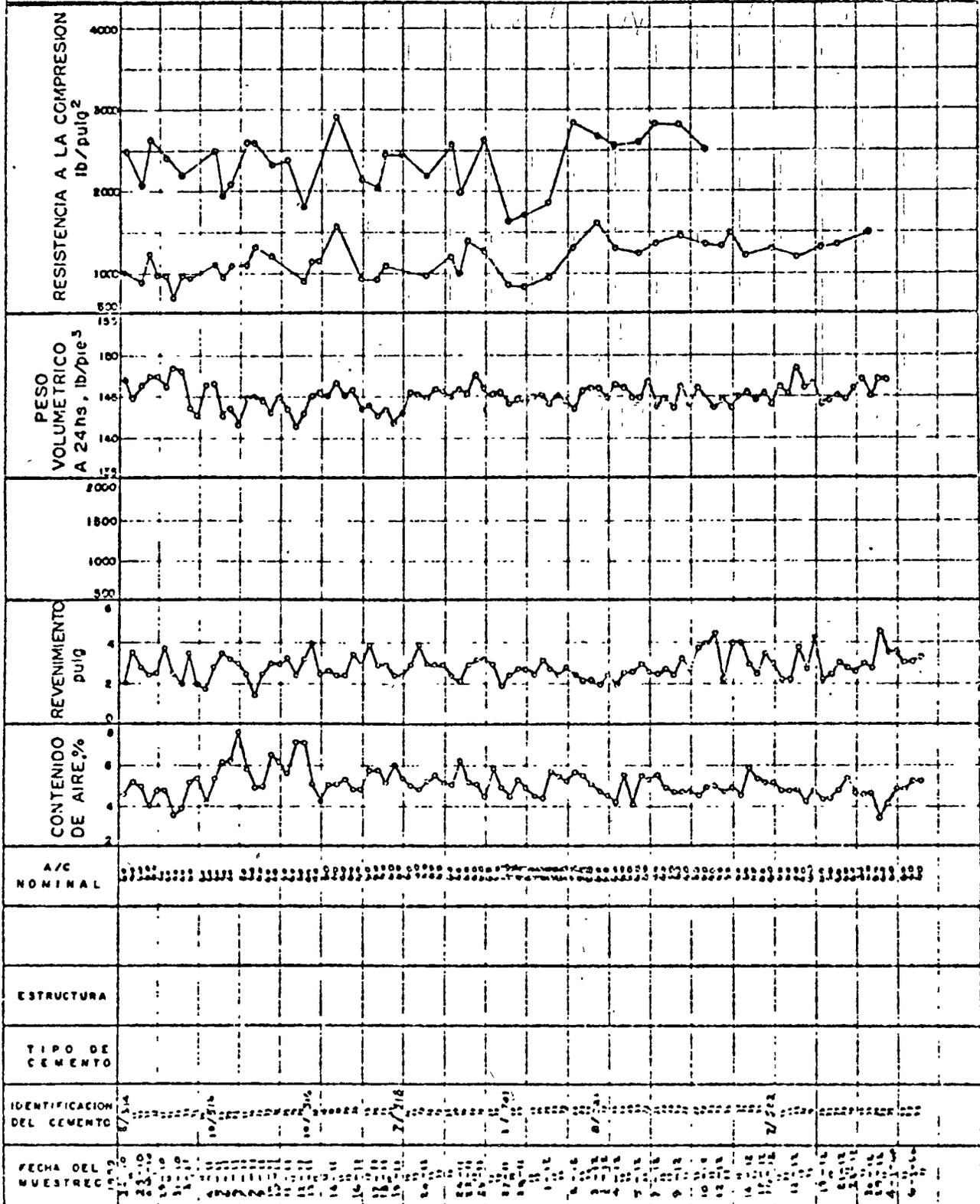
PRUEBAS EXHAUSTIVAS.

Pruebas esclerométricas.
(Cualitativa no destructiva).
Determinaciones con el probador de Wilson.
(Cualitativa no destructiva).
Pruebas sónicas.
(Cualitativa no destructiva).
Extracción y ensaye de corazones.
(Cuantitativa destructiva).
Determinación del contenido de cemento.
(Cuantitativa destructiva).

CARTA DE CONTROL DE CONCRETO

CONTRATO 20033 TUMUT 2. TUNEL A PRESION PLANTA DOSIFICADORA

2500 lb/pulg²
a 90 días
A/C 0.60 m³



GRUPO.	ORIGEN.	PROCESOS.	TIPO.	CALIDAD.	
				FISICA.	QUIMICA.
NATURALES.	LECHOS DE RIOS Y FONDOS LACUSTRES.	DRAGADO, TRITURACION PARCIAL, LAVADO Y CLASIFICACION.	NORMALES.	BUENA O REGULAR.	INOCUOS O DE ETEREOS.
	FORMACIONES O DEPOSITOS NATURALES.	EXPLOTACION A CIELO ABIERTO, TRITURACION PARCIAL, LAVADO Y CLASIFICACION.	NORMALES Y LIGEROS.	BUENA, REGULAR O MALA.	INOCUOS O DE ETEREOS.
	CANTERAS, BLOQUES ERRATICOS O MATERIAL DE PEPENA.	EXPLOTACION A CIELO ABIERTO, TRITURACION, MOLIENTA, LAVADO Y CLASIFICACION.	NORMALES Y LIGEROS.	BUENA O REGULAR.	INOCUOS O DE ETEREOS.
	MINERALES DE HIERRO Y BARIO.	EXPLOTACION EN MINAS, TRITURACION, MOLIENTA, LAVADO Y CLASIFICACION.	PESADOS.	BUENA.	INOCUOS.
ARTIFICIALES.	ROCAS SILICEAS CON MOLECULAS DE AGUA.	EXPLOTACION A CIELO ABIERTO, TRITURACION, TRATAMIENTO TERMICO Y CLASIFICACION.	LIGERAS.	BUENA.	INOCUOS.
	DESPERDICIOS INDUSTRIALES DE ACERO.	LAVADO, TRATAMIENTO TERMICO, TRITURACION, MOLIENTA Y CLASIFICACION.	PESADO, NORMALES Y LIGEROS.	BUENA.	INOCUOS.
	DESPERDICIOS DE CONCRETOS Y MORTEROS HIDRAULICOS, DE PESO NORMAL Y LIGEROS.	TRITURACION Y CLASIFICACION.	NORMALES Y LIGEROS.	BUENA.	INOCUOS.
	DESPERDICIOS DE REFRACTARIOS, CERAMICA Y VIDRIO.	TRITURACION Y CLASIFICACION.	NORMALES.	BUENA.	INOCUOS.
	ARCILLAS, CAOLINES, PIZARRAS Y ROCAS.	FUSION TERMICA, TRITURACION Y CLASIFICACION.	NORMALES Y LIGEROS.	BUENA.	INOCUOS.
	RESINAS, CATALIZADORES. GASES.	SINTESIS QUIMICA, TRITURACION Y CLASIFICACION.	NORMALES Y LIGEROS.	BUENA.	INOCUOS.

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

CURSO DE CONSTRUCCIONES DE PUENTES DE CONCRETO

PUENTES PREFABRICADOS

Ira. PARTE

ING. JOSE MA. RIOBOO MARTIN

INTRODUCCION:

En las últimas dos décadas se ha popularizado el empleo de elementos prefabricados en la construcción de puentes tanto en Europa como en los Estados Unidos. En nuestro país en los últimos diez años se han construido un gran número de puentes utilizando elementos prefabricados. Es probable que a medida que aumente el número de plantas prefabricadoras en nuestro medio se incrementarán los puentes a base de elementos prefabricados. En la actualidad existen pocas plantas de este tipo en el país y por consiguiente el desarrollo de la prefabricación en puentes es relativamente lenta en relación a los países Europeos o a los Estados Unidos. Esto da por resultado que por ejemplo en la actualidad no existe una proposición razonable encaminada a lograr tener en la mayoría de las plantas prefabricadoras secciones de traveses estandarizadas a base de moldes metálicos que cubran un rango importante de claros.

Generalmente la prefabricación en puentes se inicia en forma parcial, esto es, se prefabrican los elementos que por razones constructivas presentan serios problemas al elaborarlos en sitio. Estos problemas se deben en parte a la conveniencia de eliminar la obra falsa y por otra debido a la imposibilidad de conseguir materiales en el lugar que garanticen la resistencia y uniformidad requerida. Los elementos prefabricados típicos son --

....

las traves longitudinales las que servirán de apoyo para la cimbra de la losa y los diafragmas, de manera que finalmente la trabe prefabricada, la losa y los diafragmas trabajen como un elemento estructuralmente continuo. En estos casos por razones de resistencia la trabe es presforzada de esta manera se consigue una mayor eficiencia estructural, con el consiguiente ahorro de materiales que redundará en los costos tanto de fabricación como de transporte y montaje.

En algunas ocasiones se prefabrican también las losas que se apoyan en las traves prefabricadas con el consiguiente ahorro de la cimbra, encima de la losa se cuela un firme armado el cual garantizará la liga estructural entre los elementos. En la fig 1-a, se muestra la sección de puente a base de traves prefabricadas y losa en sitio. La fig 1-b indica una sección de puentes a base de traves y losas prefabricadas.

Una precaución importante que deberá cuidar el contratista es que los conectores que sobresalen deberán tener la longitud de anclaje especificado y que estos conectores se mantengan limpios verificando que la superficie del concreto prefabricado se mantenga húmeda cuando se realice el colado de la losa o el firme de concreto. En la fig 1-c se muestra un detalle de la conexión entre trabe y losa prefabricada.

Cuando los claros por salvar son relativamente pequeños o por razones estéticas en las que se requiere una superficie lisa en la parte inferior del puente; esto es común en los puentes urbanos, se emplean losas prefabricadas las cuales pueden ser aligeradas o macizas en función del claro por salvar. En la fig 2, se muestra una sección de puente -- utilizando estos elementos. En este caso cuando se requieren diafragmas estos se consiguen a base de cables postensados colocados transversalmente al puente, se dejan en-

las traves prefabricadas ductos con holguras suficientes con el fin de enhebrar a traves de ellos los cables de postensado los cuales se anclarán en las traves extremas del puente.

En el caso particular de los puentes esviajados y en donde se requiere que los diafragmas trabajen en el sentido perpendicular al eje longitudinal del puente, la construcción de dichos diafragmas suele ser complicada debido a la precisión geométrica que se debe lograr en cada trabe ya que la ubicación de los ductos será diferente, en la fig 3 se muestran diferentes soluciones para la construcción de diafragmas de puentes a base de losas prefabricadas.

ELEMENTOS PREFABRICADOS

Existe una gama muy amplia de secciones que se pueden emplear en la superestructura de un puente en este capítulo revisaremos algunos de los tipos más comunes que se emplean en puentes de concreto prefabricado.

Para la elección de la sección más eficiente se deben estudiar varios factores. Uno de ellos es el peso de la superestructura que en el caso de los puentes varía entre un 50 y un 80% de la carga total, evidentemente este factor es más importante a medida que el claro a salvar es mayor. Por otra parte los aspectos constructivos se complican a medida que aumenta el peso de los elementos por transportar y montar. Evidentemente existen otros factores que son particulares de cada puente ya sea su ubicación, su acceso a los materiales disponibles, la calidad de la mano de obra del lugar, los tiempos de ejecución, etc.

Haciendo un lado estos últimos aspectos los cuales pueden obligar a soluciones de tipo particular y concentrándonos en los dos primeros podemos clasificar los puentes en -- aquellos cuyo claro es menor de 15 m. y los que se encuentran en el rango entre 15 m. y 30 m. esta última longitud es la que se considera como longitud máxima transportable; evidentemente se pueden elaborar elementos a pié de obra de longitudes mayores.

Para puentes pequeños hasta de 7 m. la solución más conveniente es a base de losas -- prefabricadas macizas o aligeradas, aunque esta solución estructuralmente no es la -- más eficiente debido al exceso de material que arrojan dichas losas, pero la sencillez constructiva rige en la elección de este sistema, en esta solución no se acostumbra -- utilizar diafragmas y la continuidad en la estructura se logra a base de un firme colado en sitio y armado por temperatura. En los casos en que no se emplea el firme se -- hace necesario la colocación de los diafragmas transversales, en la fig 2, se muestran dos alternativas a base de losas prefabricadas. Para este rango es muy común fabricar las losas prefabricadas empleando acero de refuerzo ordinario ya que el claro a salvar es lo suficientemente pequeño que no amerita el empleo del presfuerzo. Para este rango una solución interesante y que se encuentra estandarizada en Inglaterra es a base -- de elementos T invertida dichos elementos se colocan de tal manera que sirven de cimbra al firme que se colará posteriormente, estos elementos se diseñan para que trabajen en forma aislada soportando su peso propio y el peso del firme, posteriormente cuando dicho firme ha adquirido la resistencia necesaria trabajará en colaboración con éste -- para resistir las cargas adicionales, en la fig 4 se muestran diferentes soluciones a base de estos elementos.

A medida que el claro crece de importancia la solución a base de losas prefabricadas resulta pesada y costosa aunque en algunas ocasiones se emplea la losa aligerada o la sección T invertida con cimbra de losa perdida, esto es común en puentes urbanos donde se requiere una superficie plana en la parte inferior del puente, la fig 5 muestra dos alternativas factibles, la fig 5-a es a base de travesaños cajón pretensados y aligerados con cartón y la 5-b es la solución T invertida de mayor peralte, de 6 a 12 m. - es común el uso de travesaños rectangulares y losa colada en sitio tal como se muestra en la fig 6 así como un detalle típico de la fijación de la cimbra.

En condiciones usuales el elemento más común que se emplea para claros desde 13 -- hasta 30 m. es la sección I de concreto pretensado, esta sección tiene la ventaja de una gran ligereza con una eficiencia estructural importante aunque desde el punto de vista constructivo el molde es complicado resultando una solución poco usual para la pre fabricación en obra.

En la fig 7 se muestran las travesaños de sección I estandarizadas por el AASHO-PCI de los Estados Unidos, estas travesaños resultan pesadas y poco económicas y en la actualidad existe ya la preocupación de aligerarlas, en la fig 8 se muestran las secciones transver sales en estudio de secciones Is en los Estados Unidos.

Otra solución interesante para este rango de claros son las travesaños de sección T, dichos elementos tienen grandes ventajas tanto estructurales como constructivas ya que estas secciones arrojan porcentajes de acero de prefuerzo menores que las secciones simétri cas del tipo I, así mismo la sección T tiene la ventaja de que el patín superior de la misma sirve de cimbra para el colado de la losa del puente, la fig 9 muestra una se -

rie de secciones tipo T estandarizadas en España, un inconveniente de las secciones Ts es el colado de los diafragmas, en algunas ocasiones es necesario realizar recortes en las losas para el colado del diafragma y en otra se dejan salientes de concreto en las trabes para postensar el diafragma, con las complicaciones de fabricación respectivas como en el caso de los puentes estandarizados de la Unión Soviética a base de vigas doble T fig 10. Otro inconveniente es la poca capacidad que brindan las secciones Ts para formar puentes continuos.

En la actualidad por razones estéticas y constructivas, existe la tendencia de eliminar los diafragmas en los puentes sobre todo los del tipo urbano.

Así mismo existe la inquietud de algunos prefabricadores de emplear elementos estandarizados de sección T a base de moldes fijos, esto es que los elementos sean fácilmente-desmontables evitando las maniobras del descimbrado, esto se consigue a base de elementos del tipo nervurado T, o doble T y quedando eliminada la ampliación de concreto en la parte inferior que se advierten en las secciones estándar de la fig 9 por otra parte, dichos elementos se pueden utilizar en la construcción de edificios con la ventaja de obtener un mayor número de usos en los moldes, en la fig 11 se muestra una sección transversal de un puente a base de secciones Ts y fabricadas en moldes fijos.

Se han realizado estudios de optimización de diferentes secciones para puentes como la mostrada en la fig 12 por el Ing. Anderson la cual compara secciones Ts, trabes cajón aligeradas y obtiene una gráfica que relaciona los costos por unidad de superficie con los claros de los puentes.

.....

En puentes urbanos existe la tendencia a la prefabricación total, esto es muy común en puentes para peatones que salvan avenidas que tienen un tránsito intenso de vehículos— en la fig 13 se muestra un puente para peatones totalmente prefabricado incluyendo la cimentación y las escaleras.

También se emplea la prefabricación en puentes de claros mayores, esto se soluciona a base de dovelas prefabricadas, en estos casos se prefabrican dovelas cuya longitud máxima es de 3m., esta dimensión corresponde al ancho máximo usual para transportar — elementos de concreto y cada dovela cubre el ancho total del puente.

En las dovelas se dejan los ductos necesarios para enhebrar los cables de presfuerzo los cuales se tensarán para formar la longitud total del puente, el postensado se realizará— dependiendo del sistema constructivo que se utilice por lo general el más común es el de doble voladizo. La fig 14 muestra una sección transversal típica de un puente a base de dovelas prefabricadas.

PUENTES CONTINUOS

Es relativamente sencillo construir puentes continuos a base de elementos prefabricados, esto puede resolverse en algunos casos colocando acero de refuerzo ordinario en la losa y colando un diafragma de apoyo el cual embebe los extremos de las traves en la fig 15 se muestra la secuela constructiva para lograr continuidad en un puente a base de elementos prefabricados. Otra posibilidad es lograr la continuidad a base de cables de pos tensado estos cables se enhebran a traves de los ductos que previamente se han dejado— ahogados en las traves prefabricadas en la fig 16 se muestra la conexión de continuidad

a base de cables de presfuerzo.

Es común que se puedan construir puentes del tipo Gerber, de esta forma se obtienen claros mayores con elementos prefabricados cuyas longitudes son transportables, en la fig 17 se muestra una sección longitudinal de un puente Gerber a base de elementos - prefabricados así como detalle de conexión en la cual se muestran las alternativas de formación de puente continuo o tipo Gerber.

PREFABRICACION EN OBRA O EN PLANTA

Un problema frecuente es el de decidir la conveniencia de elaborar los elementos prefabricados en una planta debidamente acondicionada o en el sitio de la obra, para -- ello se deben tomar en cuenta los siguientes factores:

- 1.- Si el elemento por fabricar es de concreto reforzado o pretensado.

Aunque es factible la realización de elementos pretensados en obra, esto da por resultado costos de instalaciones mayores, en el caso de elementos de concreto reforzado es relativamente sencillo improvisar una planta a pié de obra y fabricar los elementos en forma convencional.

- 2.- Equipo para maniobras disponible en la obra.

Al prefabricar en obra es necesario contar con el equipo adecuado para manejar las piezas en forma económica desde el patio de colado a la zona de almacenamiento, e incluso el montaje, en algunos casos las zonas de colado se proyectan-

de manera que las piezas permanezcan ahí mismo almacenadas incrementando con esto el número de fondos de cimbra por trabe, de esta manera se inicia el montaje cuando se tenga un volumen importante de piezas prefabricadas con el fin de que los costos de montaje se reduzcan.

3.- Distancia y acceso de la planta prefabricadora a la obra.

En algunas ocasiones aunque la distancia a la obra sea relativamente pequeña los accesos a la misma pueden presentar problemas y esto da por resultado la necesidad imperante de prefabricar los elementos a pié de obra. En caso de que los accesos sean transitables pero las distancias sean lo suficientemente importantes como para que los costos de transporte se eleven obliga también a fabricar los elementos en sitio.

4.- Materiales disponibles en la obra

Es frecuente que no se encuentre facilidad en conseguir los materiales en condiciones adecuadas para fabricar los elementos con la resistencia requerida en el proyecto, o que por ejemplo el costo de rehabilitación de los agregados como es el de triturar, lavar o clasificar sea tal, que obligue a emplear elementos prefabricados en planta.

5.- Posibilidad en obra de realizar una planta de prefabricación

Este aspecto suele ser importante ya que en algunas ocasiones existen condiciones topográficas que imposibilitan la realización de una planta a una distancia conveniente de la obra esto suele ser un factor importante el cual rige la prefabricación en planta.

6.- Inversión y tiempos de ejecución.

En algunos casos por razones de contratación el contratista no dispone de la inversión necesaria para instalar una planta provisional de prefabricación en obra aunque pudiera ser la solución más conveniente. Otro motivo son los -- tiempos de ejecución que por razones de programa en ocasiones el contratista prefiere concentrar sus esfuerzos en la construcción de la infra y subestructura, decidiendo que los elementos de la superestructura se realicen en plantas fijas. De esta manera consiguen en algunas ocasiones una mayor rapidez de construcción.

7.- Control de calidad

Si se opta por la prefabricación en sitio se deberá contar con personal altamente calificado para la fabricación de elementos pretensados así mismo una supervisión estricta en las diferentes operaciones que se tienen en dichas plantas.

Prefabricación en obra

El principal problema que se enfrenta el contratista para la prefabricación en sitio de los elementos pretensados es el diseño de las instalaciones necesarias para lograr el pretensado. Como es sabido en los sistemas pretensados, los tendones se tensan antes del colado de los elementos, anclándolos en muertos de anclaje especiales. Cuando el concreto ha alcanzado suficiente resistencia, se cortan los tendones que quedan anclados en las piezas de concreto por adherencia, y al tender a recuperar sus dimensiones originales, crean un estado de esfuerzo de compresión en el elemento. Ver fig 18.

Las mesas de presfuerzo y los muertos de anclaje se diseñan con los principios de la Ingeniería Estructural y de la Mecánica de Suelos fig 19, se pueden diseñar a pié de obra mesas fijas cuyos muertos de anclaje queden amortizados en la obra o por otra parte utilizar mesas totalmente portátiles en la cual se recobre totalmente la instalación.

8.- MESAS FIJAS

- a).- Muertos de anclaje que resisten por sí solos todas las fuerzas de presfuerzo fig 20-a. En esta alternativa, los muertos resisten las fuerzas de presfuerzo exclusivamente por su propio peso y las reacciones del terreno, pudiéndose incluir entre estas el empuje pasivo y la fricción entre el muerto y el suelo. La losa no tiene más función que la de proporcionar una superficie de trabajo. Un inconveniente de esta alternativa es que la losa y los muertos pueden tener movimientos relativos entre sí de importancia, que puedan ocasionar dificultades en la producción. Sin embargo, cuando el terreno es bueno, es una de las soluciones más convenientes por su sencillez.
- b).- Muertos de anclaje piloteados fig 20-b. Una variante de la alternativa anterior consiste en proporcionar estabilidad a los muertos de anclaje por medio de pilotes. Esta solución puede ser adecuada en caso de que los terrenos sean malos. La losa tampoco cumple aquí una función estructural.
- c).- La losa actúa como una columna fig 20-c. Las dimensiones de los muertos de concreto pueden disminuirse si se hace que la losa que forma la mesa actúe co

mo una columna con capacidad suficiente para transmitir las cargas de presfuerzo. También en este caso puede haber movimientos relativos que ocasionen problemas de fabricación, como en la mesa descrita en a). Deben investigarse los efectos de esbeltez bajo la acción de las fuerzas de presfuerzo, aunque por regla general el peso propio de la losa es suficiente para que esto no constituya un problema.

- d).- Losa monolítica con los muertos de anclaje fig 20-d. En este caso, la losa y los muertos de anclaje forman un conjunto monolítico. La ventaja de este tipo de solución es su gran rigidez, quedando reducidos a un mínimo los problemas debidos a movimientos diferenciales. Esta variante está indicada cuando el terreno es malo.

9.- MESAS PORTATILES

Se han propuesto muchas variantes de mesas portátiles para presfuerzo, algunas de las cuales se describen a continuación.

- a).- Mesas de elementos precolados que se unen por medio de tendones de presfuerzo fig 21. Las piezas o dovelas que constituyen las mesas, se hacen de un tamaño que pueda transportarse fácilmente. Pueden unirse mediante tendones de presfuerzo alojados en ductos provistos en las piezas. Una vez terminada la obra, este tipo de mesa puede desmontarse fácilmente para ser transportada a otro lugar. En esta alternativa, las dovelas resisten las fuerzas de presfuerzo al mismo tiempo que proporcionan una superficie de trabajo.

.....

- b).- Mesas de estructuras de acero fig 22. Puede proporcionarse un anclaje a las fuerzas de presfuerzo por medio de bastidores formados por estructuras desarmables de acero. Esta alternativa implica menos costo de transporte, cada vez que la mesa es trasladada para su instalación en una nueva obra, por el menor peso de los elementos que la integran.

10.- MOLDES CON CAPACIDAD PARA RESISTIR LAS FUERZAS DE PRESFUERZO

Una solución que puede resultar conveniente en algunos casos, consiste en utilizar moldes que tengan suficiente resistencia para que las fuerzas de presfuerzo puedan anclarse contra los moldes mismos. Dos posibles variantes son las siguientes:

- a).- Moldes de concreto forrados de lámina fig 23. Algunos elementos estándar pueden fabricarse en moldes de concreto forrados de lámina. La lámina, que se utiliza únicamente para asegurar un buen acabado, puede ser de calibre relativamente bajo. Las fuerzas de presfuerzo son resistidas por el concreto. Suelen preverse ductos para vapor o agua caliente a fin de acelerar el fraguado.
- b).- Moldes metálicos fig 24. También es posible hacer moldes metálicos que tengan suficiente rigidez para resistir las fuerzas de presfuerzo por sí solos. Esta solución suele ser cara, pero tiene la ventaja de que puede desmontarse y transportarse sin gran costo, debido a su ligereza.

11.- DISPOSITIVOS DE ANCLAJE

Los tendones se sujetan en los muertos de anclaje por medio de mordazas que, en

general, utilizan el principio de la cuña o la fricción, o una combinación de ambos recursos. En la fig 25 se presentan algunas variantes usuales. Existen anclajes para un solo alambre o torón figs 25-a y 25-b, para dos alambres fig 25-c o para un haz de alambres fig 25-d. En la mayoría de las plantas de pretensado, los tendones se tensan individualmente. Sin embargo, en algunos casos se estiran y anclan grupos de tendones simultáneamente. Todos los tendones de una mesa pueden tensarse simultáneamente, por medio de dispositivos como los que se presentan en la fig 26.

12.- FORMAS DE TENSAR

El método más utilizado para estirar los tendones se basa en el empleo de gatos hidráulicos de distintos tipos. Los gatos pueden ser de capacidad relativamente pequeña, cuando se estiran los tendones individualmente, o llegar a tener capacidades de varios cientos de toneladas, cuando se estira un grupo de tendones grandes. El control del presfuerzo aplicado se realiza midiendo la longitud estirada directamente y por medio de los manómetros que suelen estar adaptados a los gatos. En la fig 27 se muestra un gato hidráulico típico para tensado individual de tendones.

Algunas plantas emplean sistemas con gatos mecánicos de distintos tipos, basados generalmente en el principio del tornillo, como en la instalación representada esquemáticamente en la fig 28. En algunas instalaciones se recurre a sistemas de contrapesos fig 29.

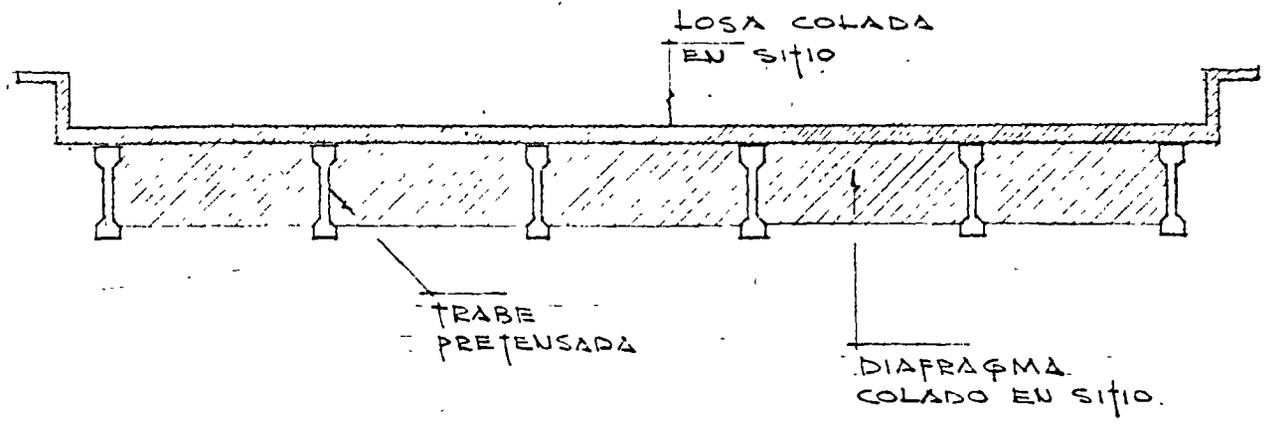


FIG 1, a

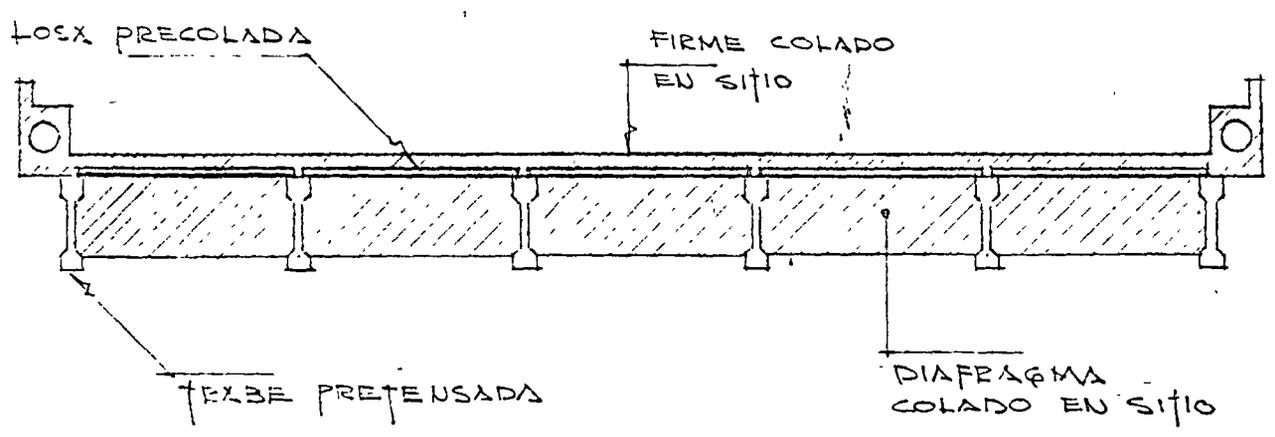
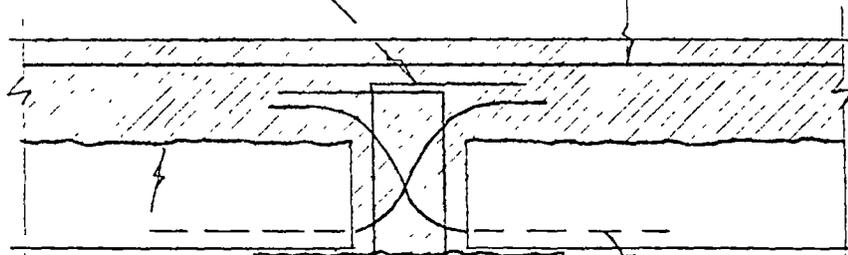


FIG 1, b

CONECTORES DE LA
TRABE PRETENSADA

REFUERZO NEGATIVO
DE LA LOSA



SUPERFICIE
RUGOSA

ACERO DE CONTINUIDAD
POSITIVO, DE LA LOSA
PRECOLADA

FIG 1, C

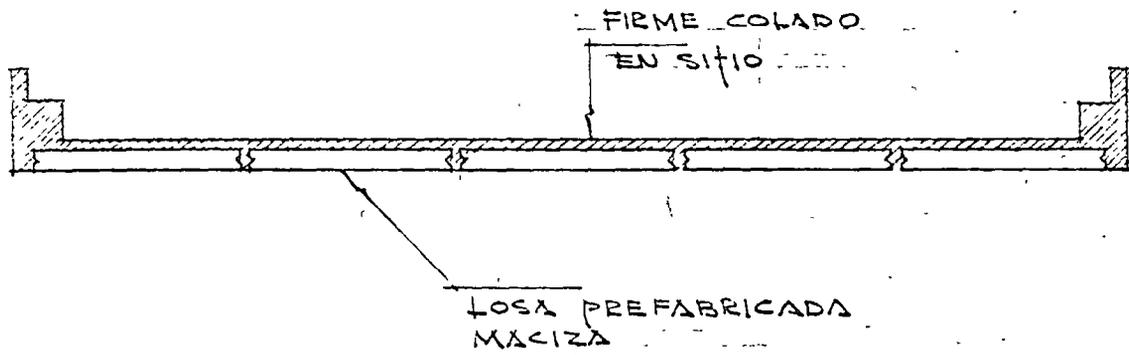


FIG 2,a

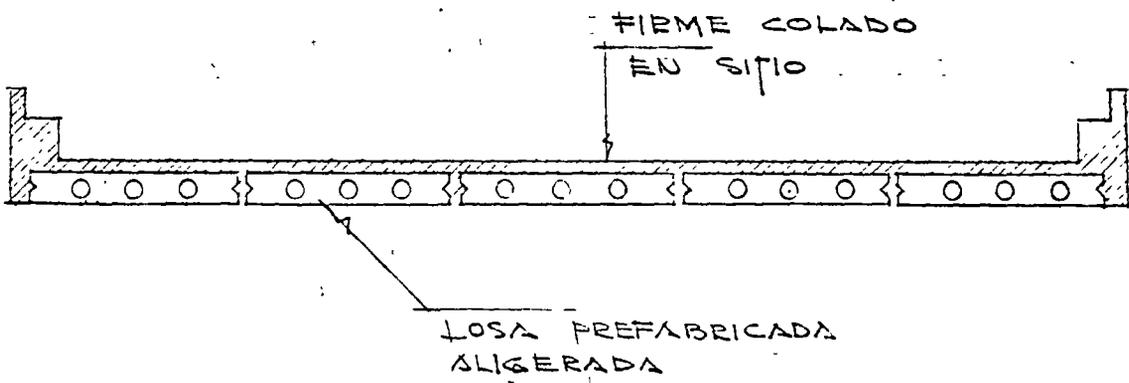


FIG. 2,b

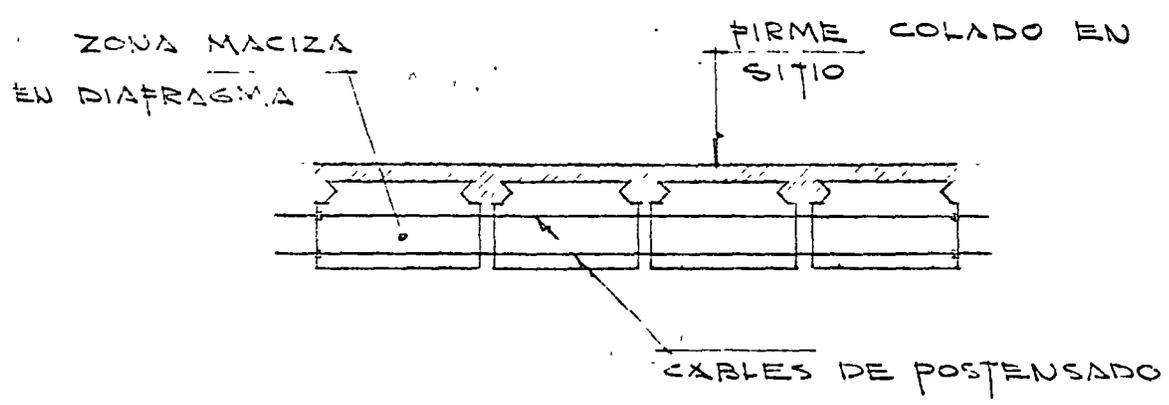
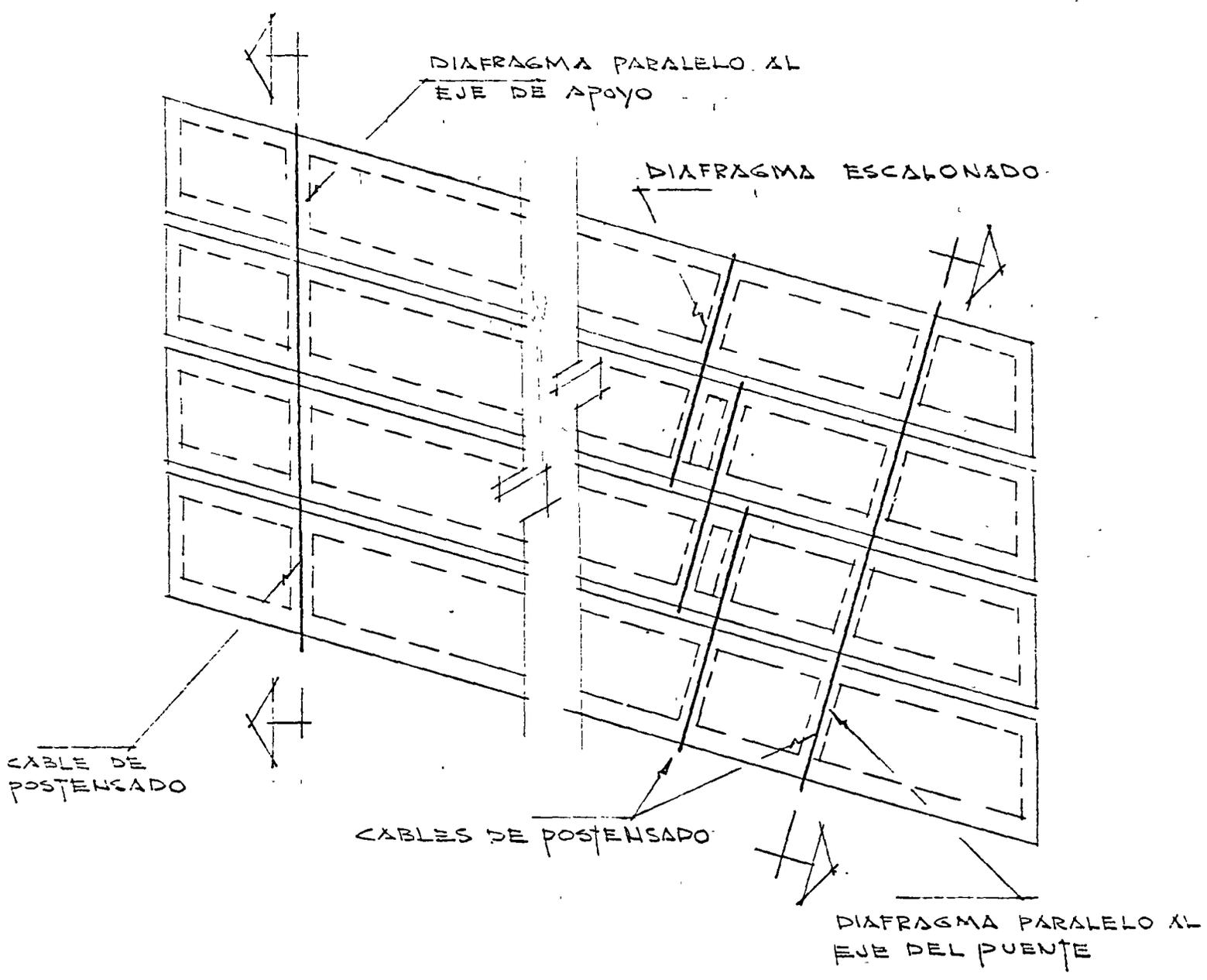
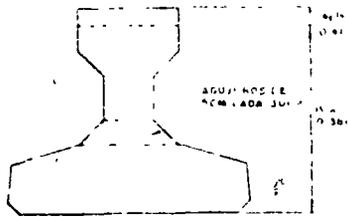


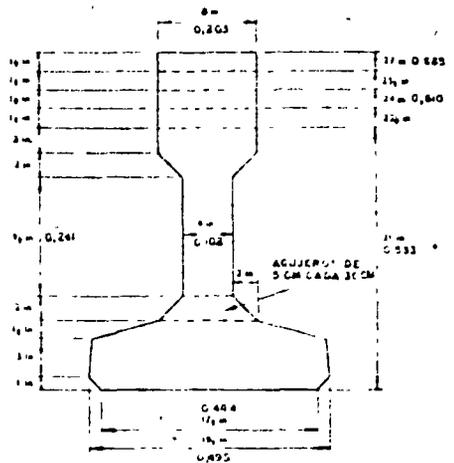
FIG 3

SECCIONES STANDARD

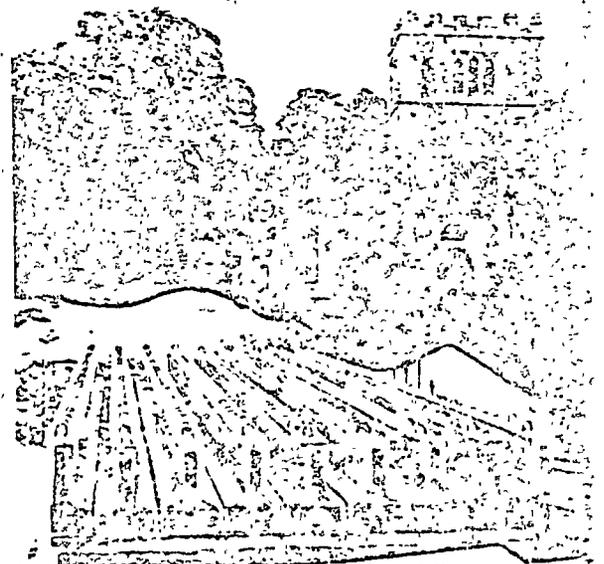
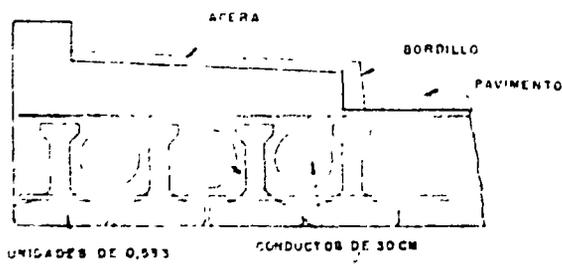
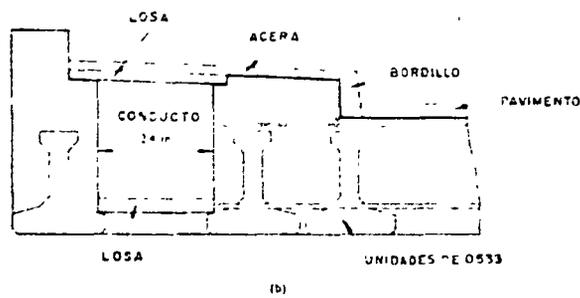
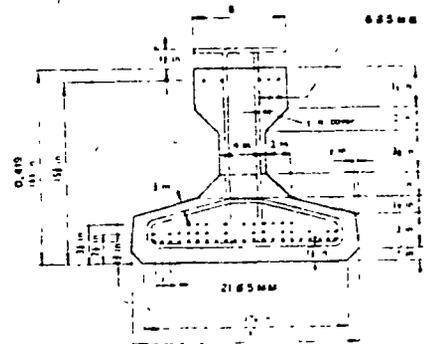
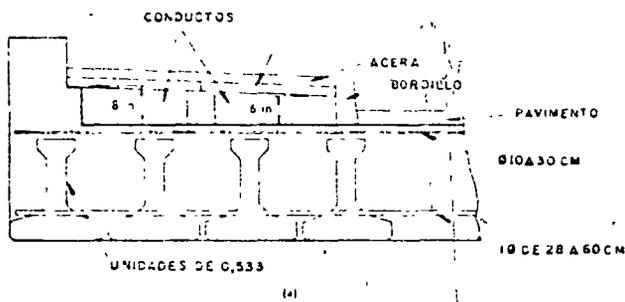


Secciones (I) y (II)

Secciones (III), (IV), (V), (VI) y (VII)

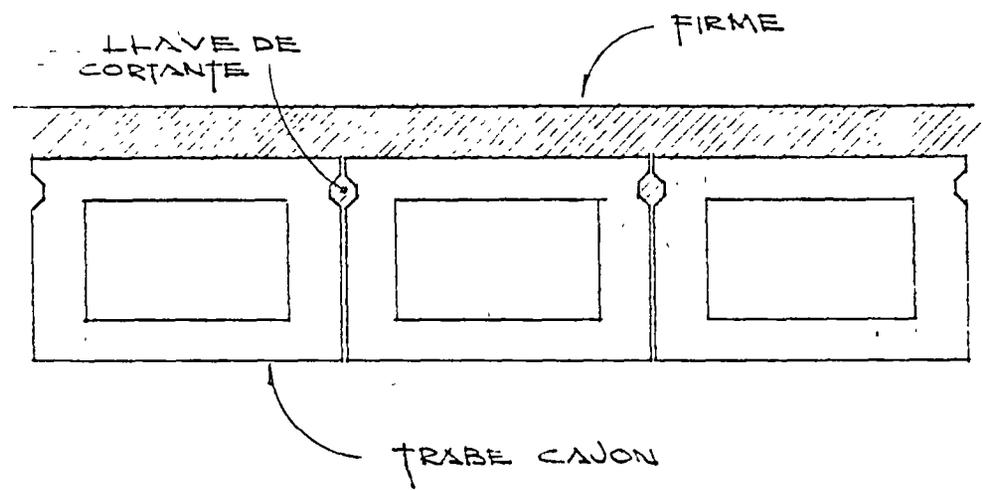


DETALLES DE LA ARMADURA

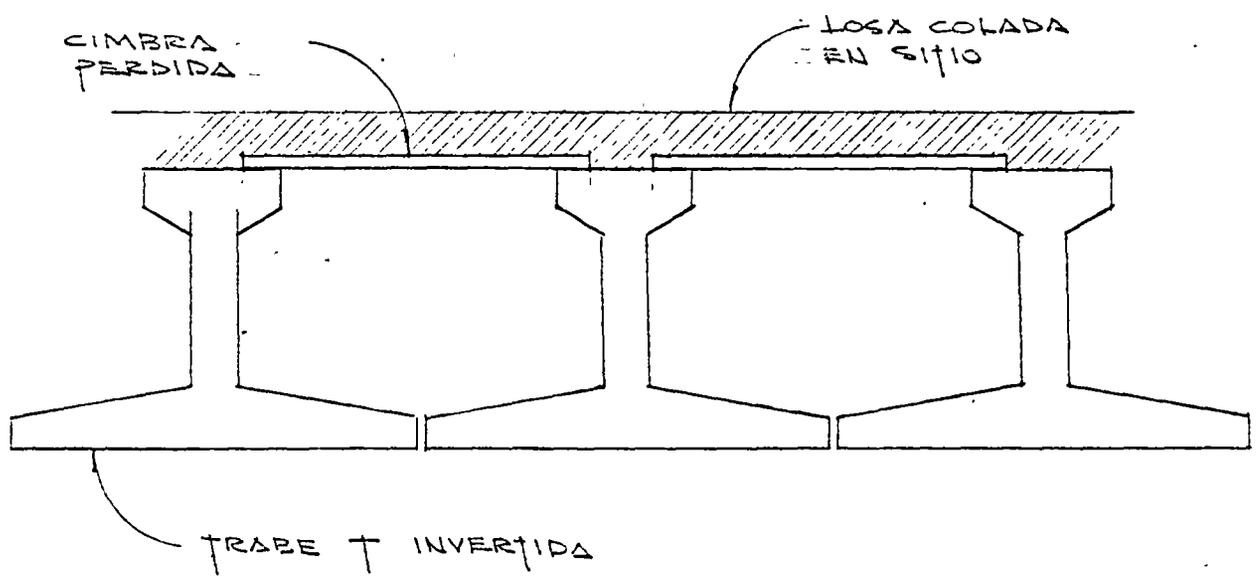


DISPOSICIONES RECOMENDADAS EN BORDES

Fig 4

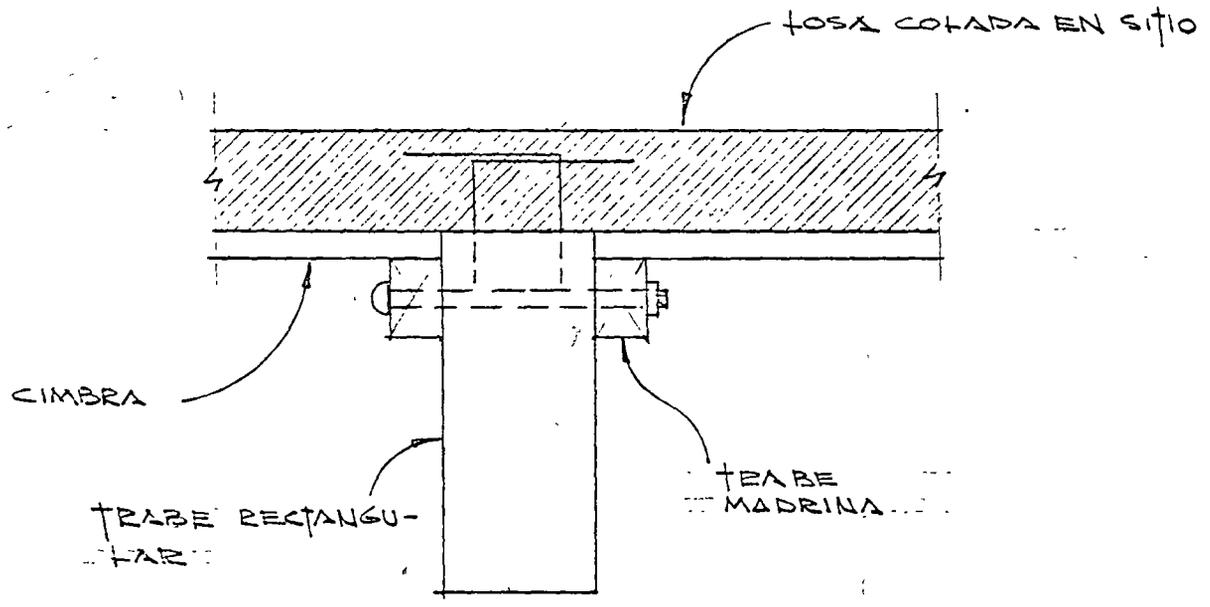
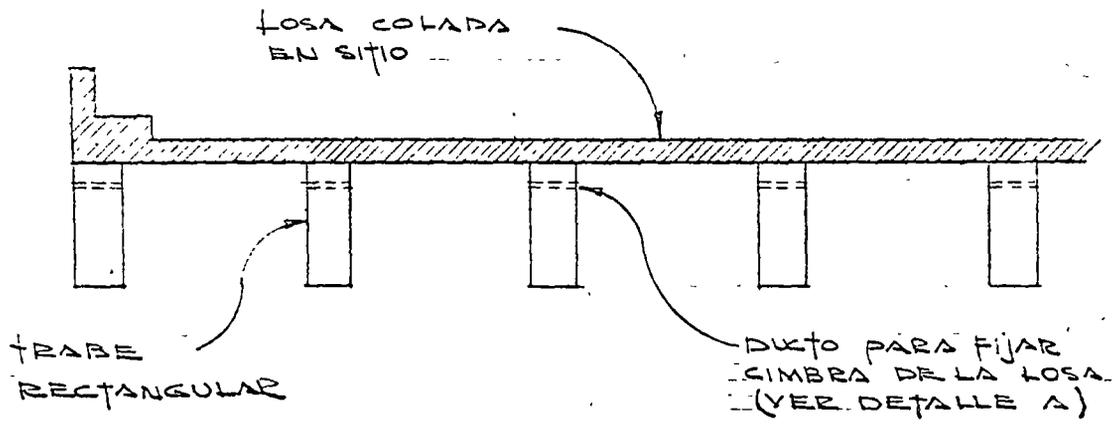


a)



b)

FIG 5



DETALLE (A)

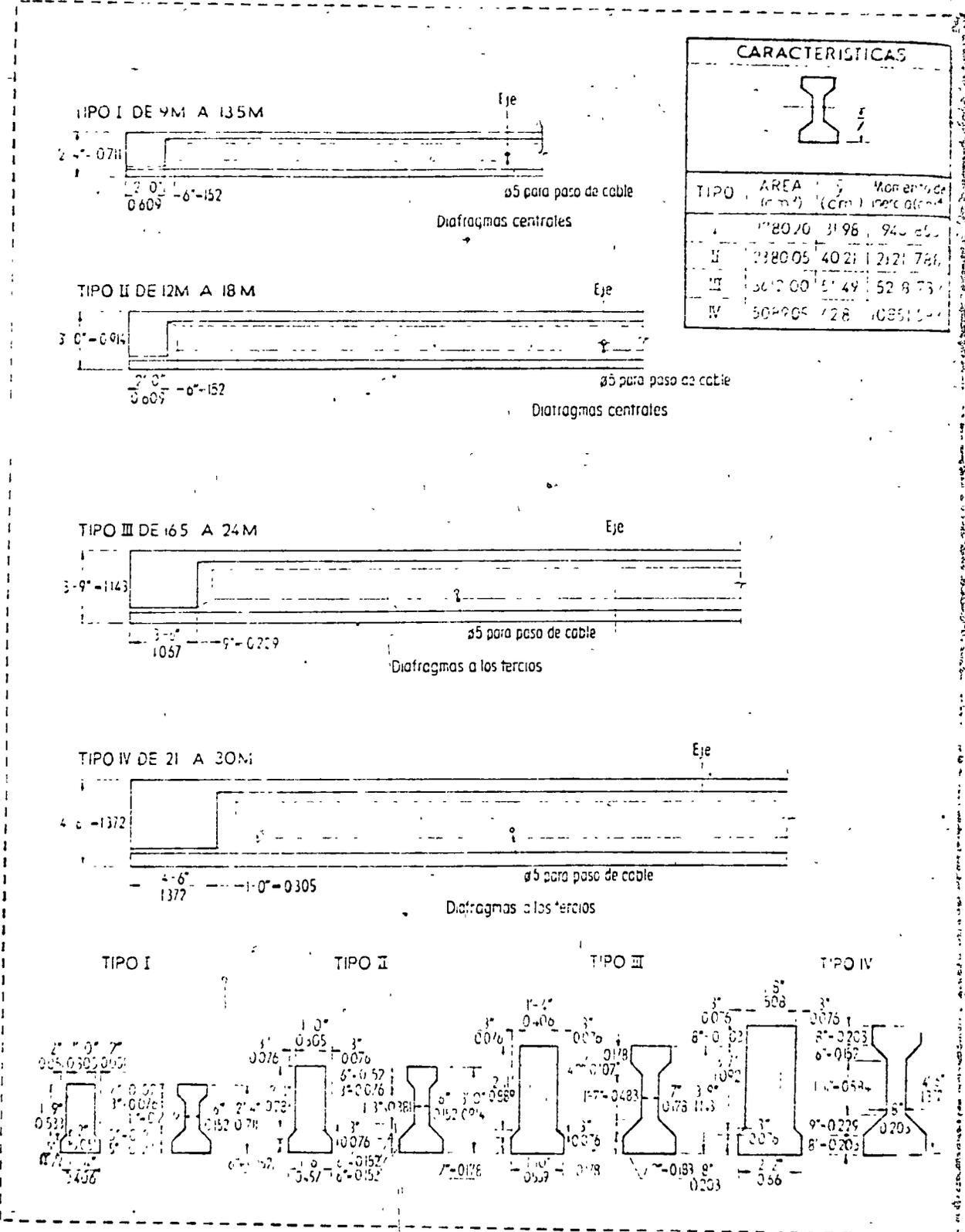
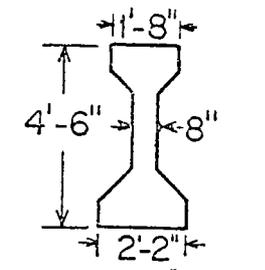
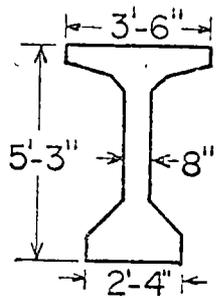


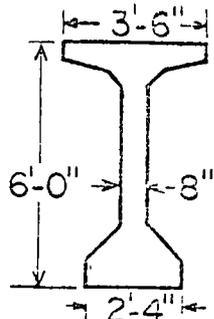
Fig 7



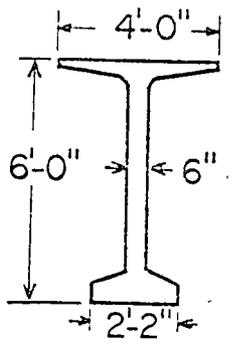
AASHO Type IV
70ft. - 100ft.



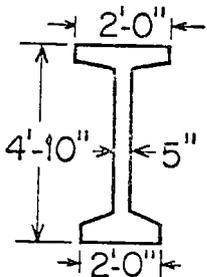
AASHO Type V
90ft. - 120ft.



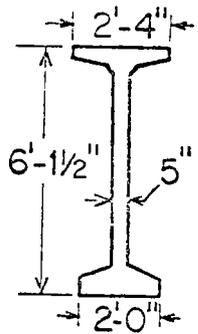
AASHO Type VI
110ft. - 140ft.



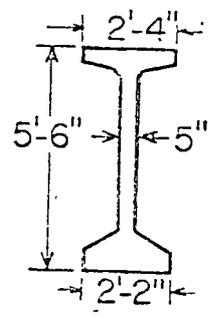
OREGON SECT.
100ft. - 140ft.



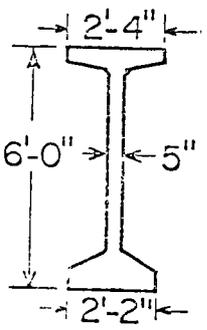
WASHINGTON 100 S
100ft. - 120ft.



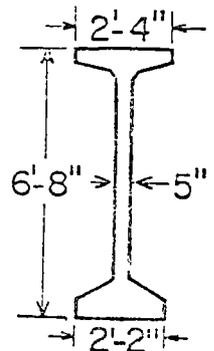
WASH. 120 S
110ft. - 140ft.



COLO. G 66
100 ft. - 115 ft.



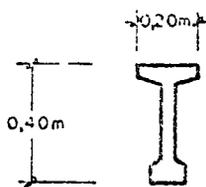
COLO. G. 72
105 ft. - 135ft.



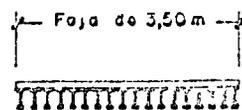
COLO. G 80
110ft. - 150ft.

Fig 8

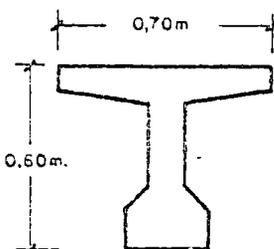
LUCES HASTA 10 m.



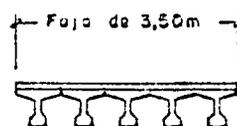
PERFIL 26 I
 PESO p m l 70 Kg
 MOMENTO FLECTOR 5170 m Kg
 ESFUERZO CORTANTE 8000 Kg.



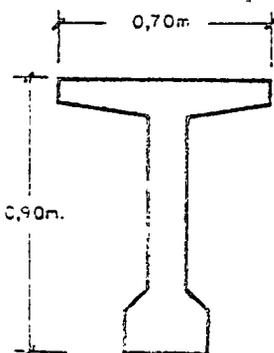
LUCES HASTA 13 m.



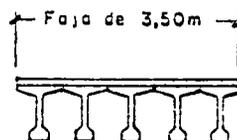
PERFIL 50 I
 PESO p.m.l. 396 Kg
 MOMENTO FLECTOR 33800 m. Kg
 ESFUERZO CORTANTE 35000 Kg



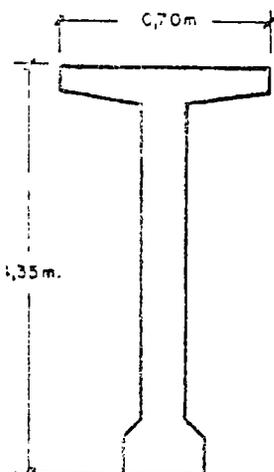
LUCES HASTA 16 m.



PERFIL 60 I
 PESO p m l 472 Kg
 MOMENTO FLECTOR 53300 m. Kg
 ESFUERZO CORTANTE 35000 Kg.



LUCES HASTA 20 m.



PERFIL 70 I
 PESO p m l 640 Kg
 MOMENTO FLECTOR 82700 m Kg
 ESFUERZO CORTANTE 35000 Kg

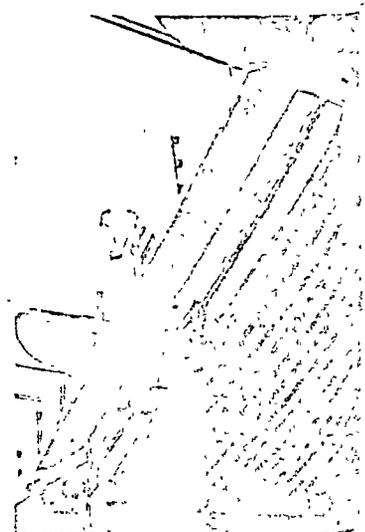
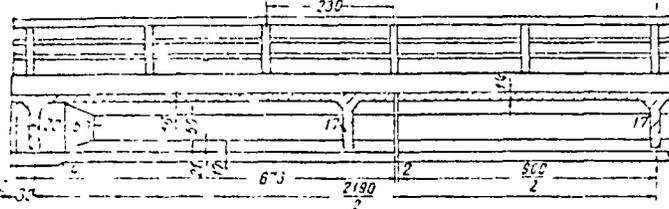
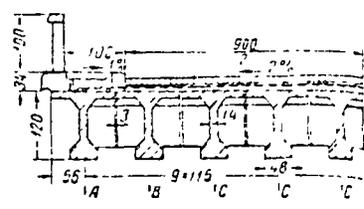


Fig 9

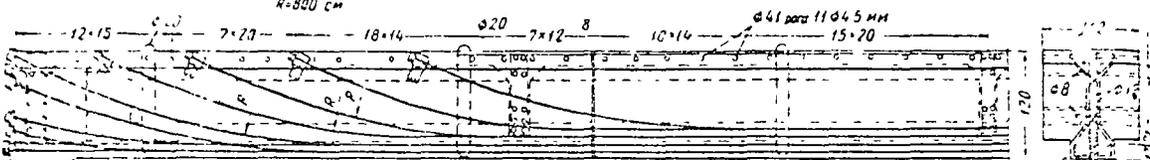
SECCION LONGITUDINAL



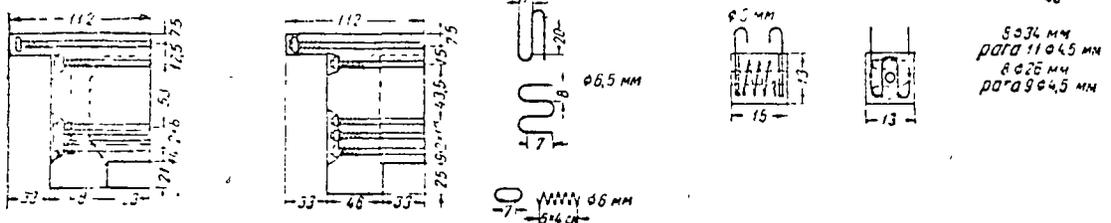
SECCION TRANSVERSAL



DETALLE CABLES

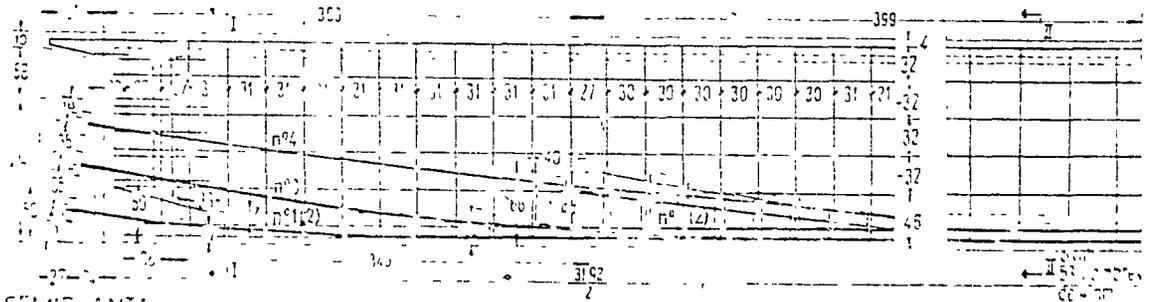


PRETENSADO TRANSVERSAL



MODELO 32 m.

SEMIVIGA



SEMIPLANTA



SECCIONES TRANSVERSALES

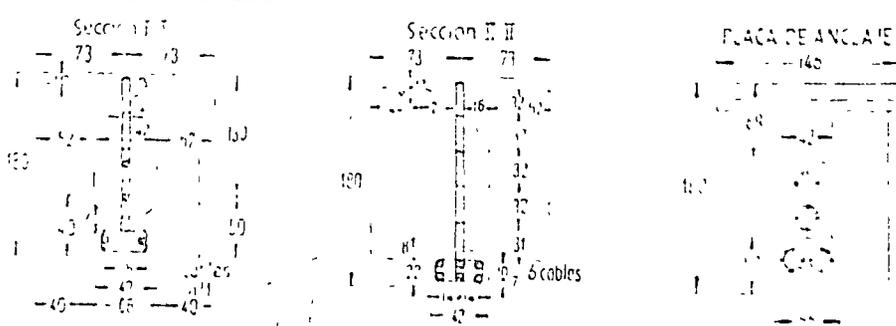


Fig 10

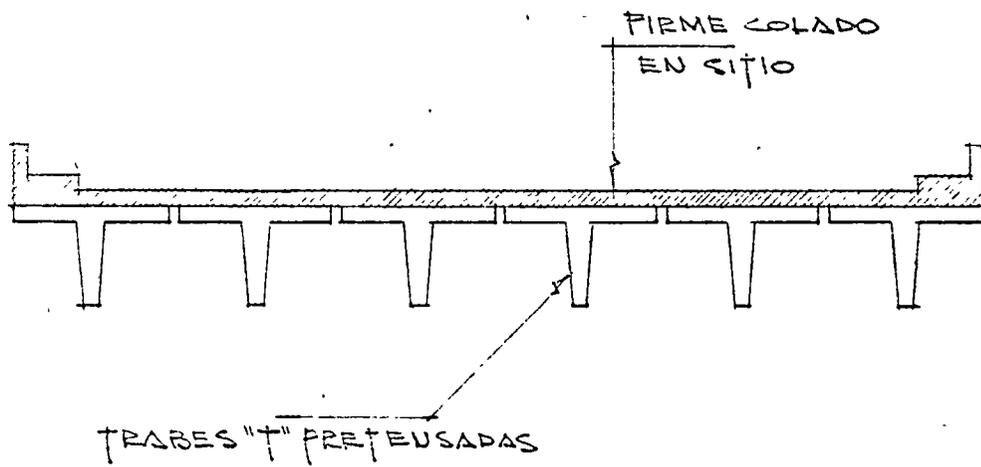
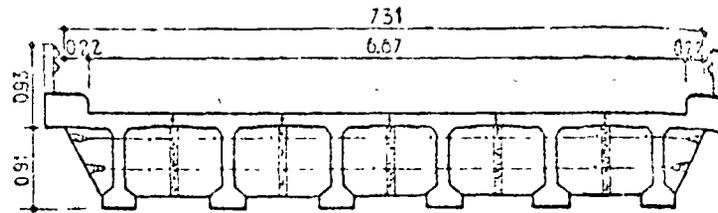
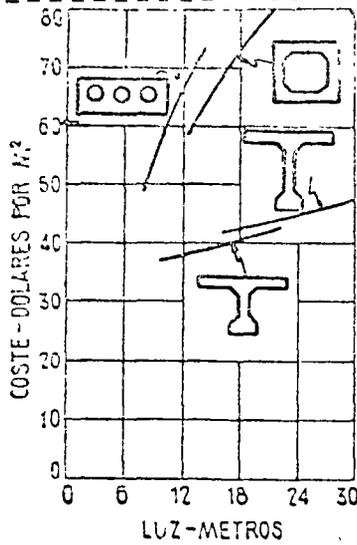
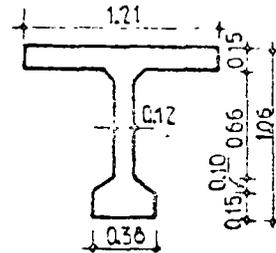


FIG 11



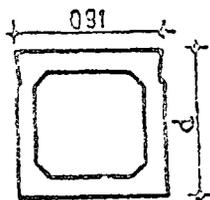
SECCION DEL PUENTE



CUADRO I

Coste de las vigas en T, ligeras — TB 48/42

Luz — (m)	Hormigón por m³ — (m³)	Armadura ordinaria por m² — (kg)	Cable de pretensado 9,5 mm por m² — (m)	Coste (Dólares por m²)			
				Hormigón	Armadura ordinaria	Cables de pretensado	Total
15	0,296	14,65	11,50	34,90	4,80	3,80	43,50
18	0,96	14,65	15,60	34,90	4,80	5,15	44,85
21	0,296	14,65	18,90	34,90	4,80	6,25	45,95
24	0,296	14,65	23,00	34,90	4,80	7,60	47,30
27	0,296	14,65	27,90	34,90	4,80	9,20	48,90
30	0,296	14,65	32,80	34,90	4,80	10,80	50,50



CUADRO II

Coste de las vigas cajón tipo BPR

Luz — (m)	d — (cm)	Hormigón por m³ — (m³)	Armadura ordi- naria por m² — (kg)	Cable de pretensado 9,5 mm por m² — (m)	Coste (Dólares por m²)			
					Hormigón	Armadura ordinaria	Cables de pretensado	Total
12	61,0	0,436	24,40	20,70	45,80	8,05	6,85	60,70
15	76,0	0,504	25,15	27,40	52,90	8,30	9,05	70,25
18	91,5	0,565	26,60	30,70	59,30	8,80	10,15	78,25
21	106,5	0,609	27,10	35,05	63,95	8,95	11,55	84,45

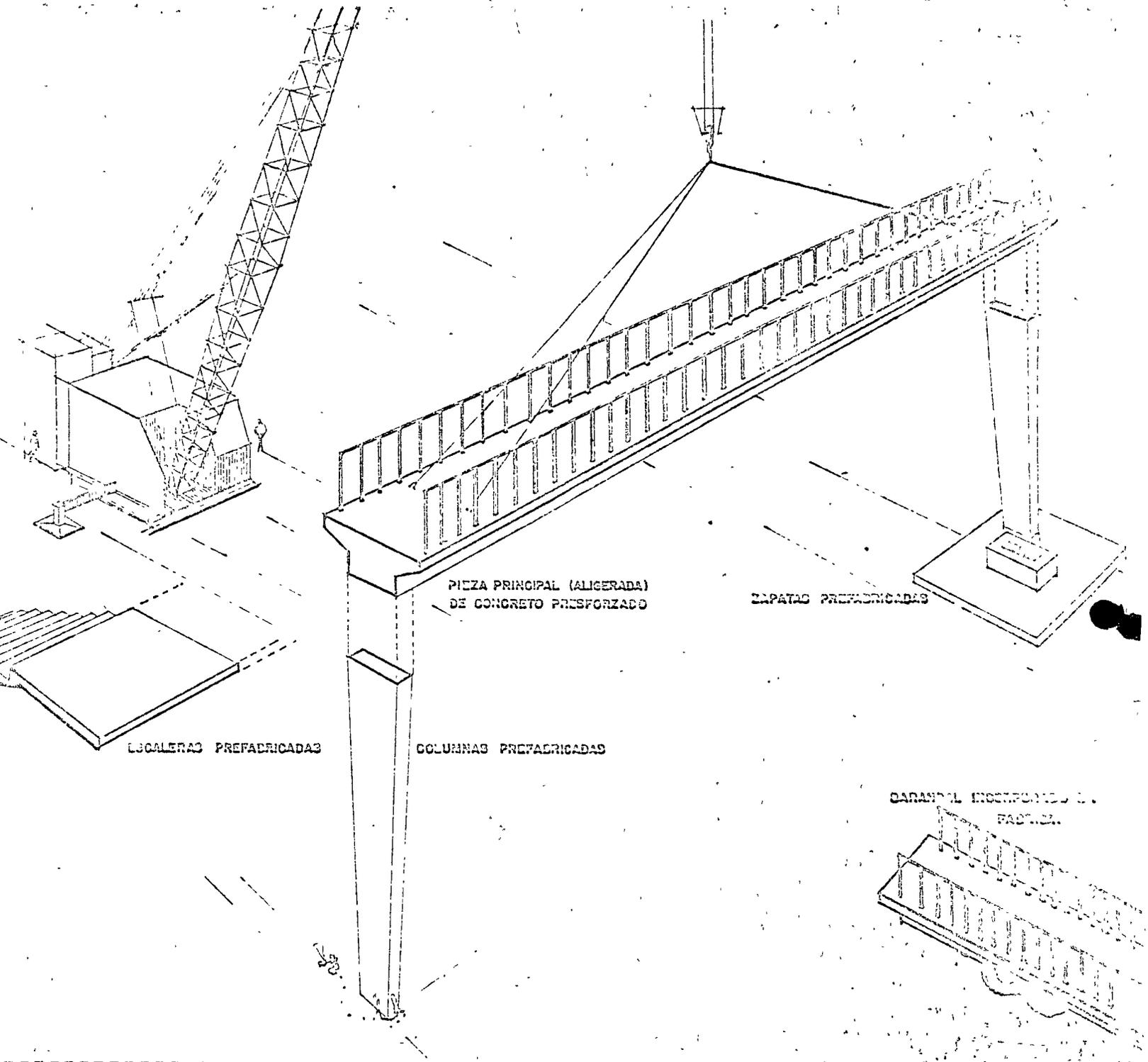


Fig 13

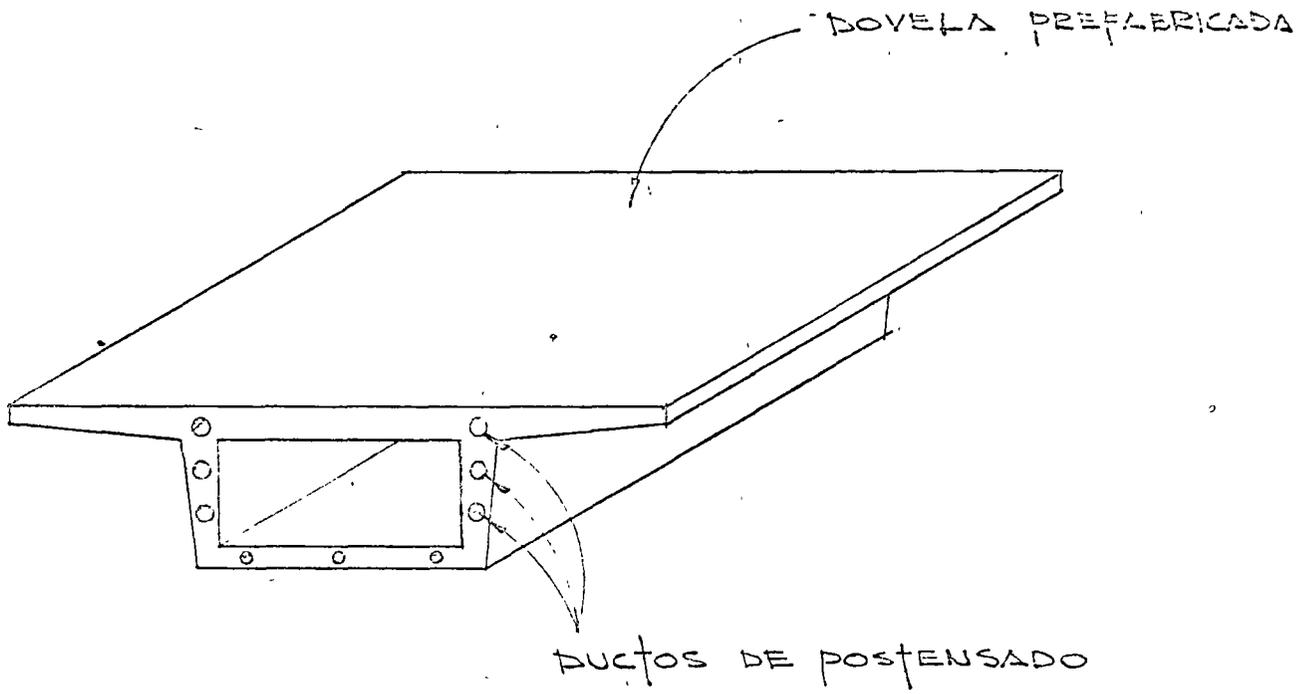
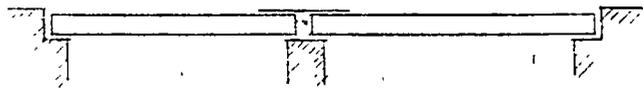


Fig 14



a) TRAVES PREFABRICADAS COLOCADAS SOBRE LA SUBESTRUCTURA



b) COLOCACION DE BARRAS DE REFUERZO SOBRE EL APOYO CONTINUO

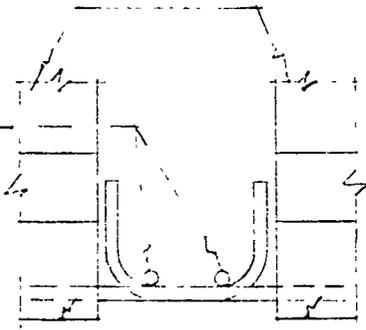


VER FIG. d

c) COLOCACION DE LA LOSA DEL PUENTE.

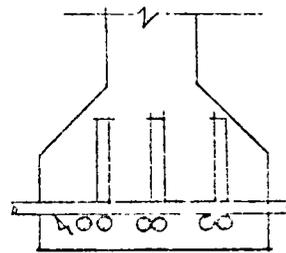
EXTRADO DE TRAVES PREFABRICADAS

REFUERZO EN DIAFRAGMA



BARRAS DE REFUERZO ADOBADAS EN LAS TRAVES

ELEVACION



REFUERZO DEL DIAFRAGMA

SECCION

d)

Fig 15

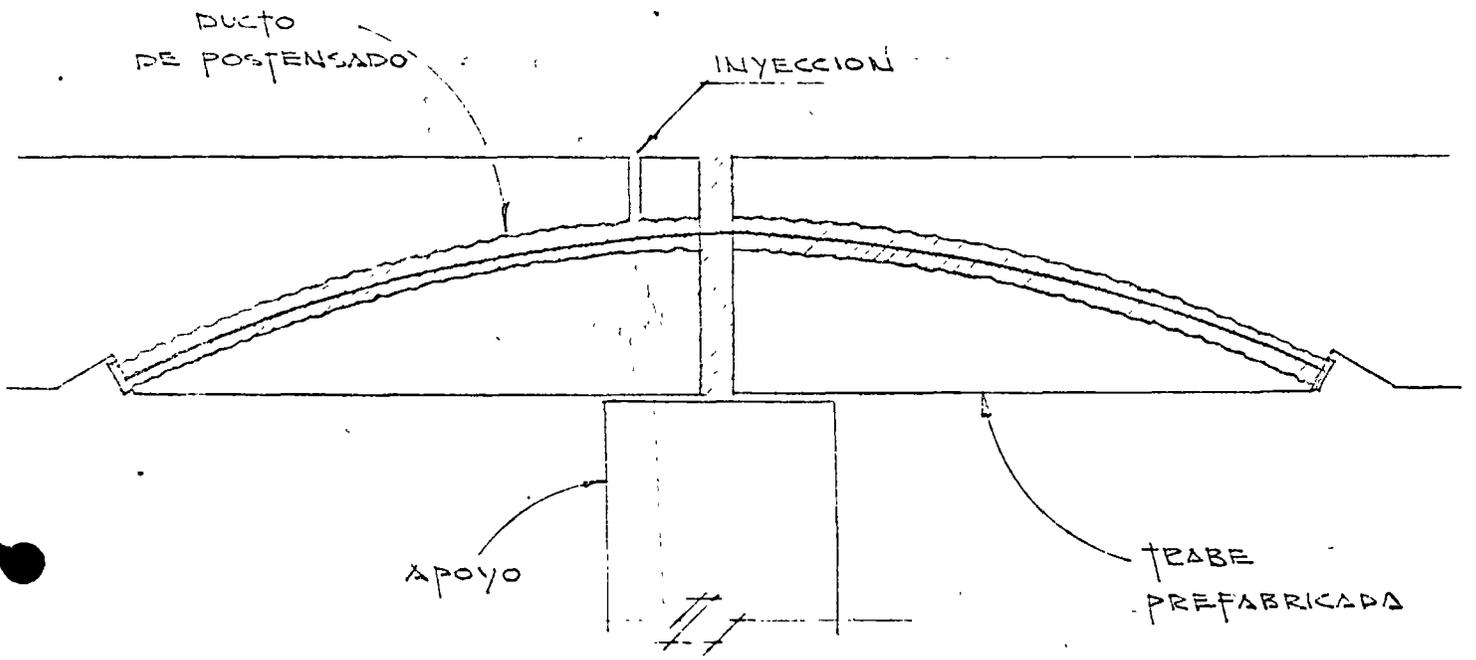
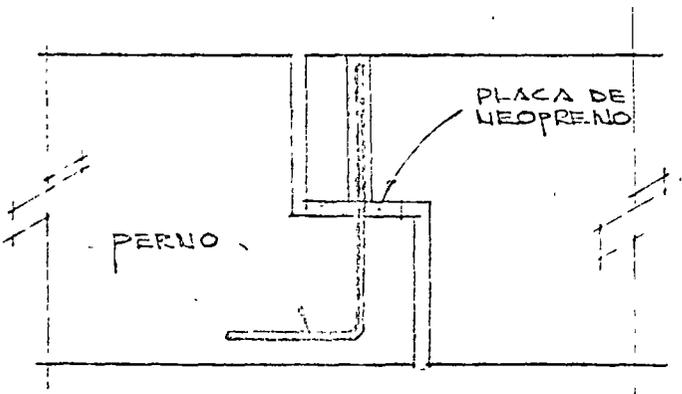
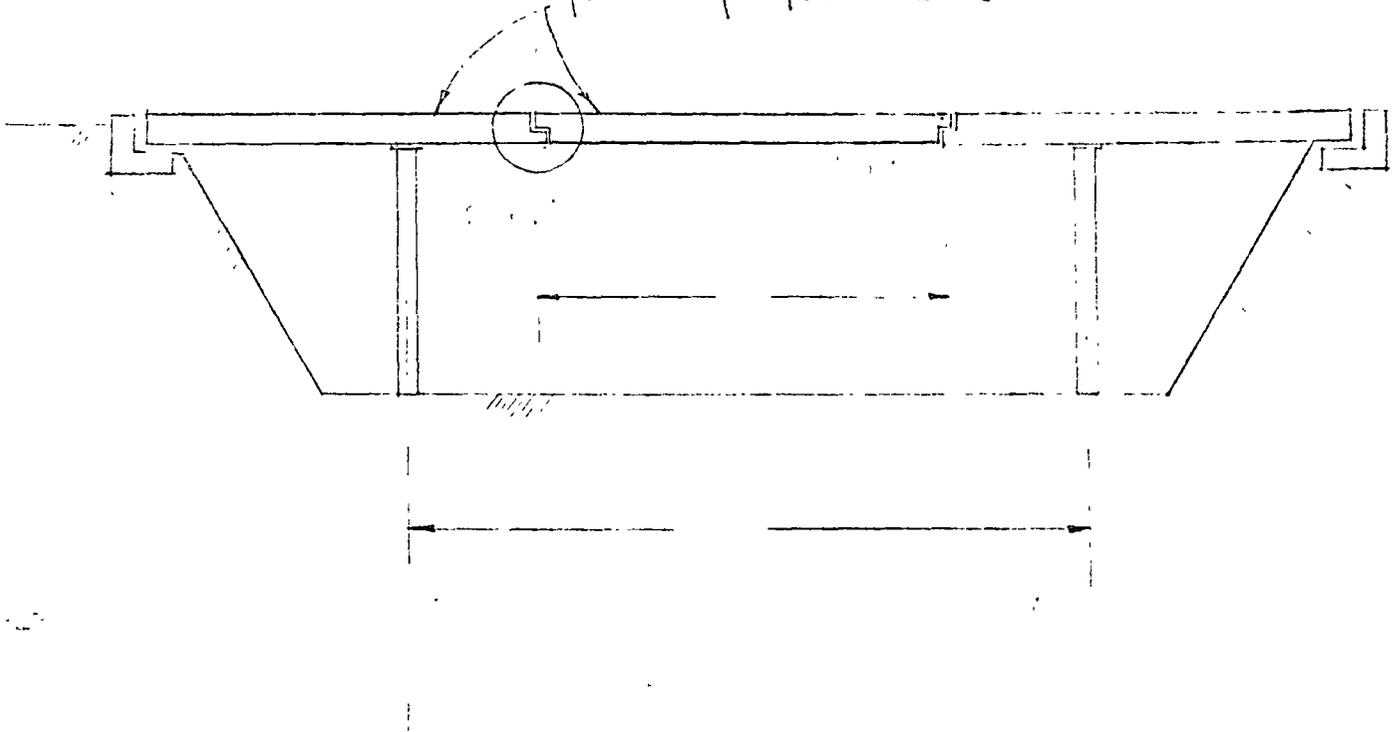
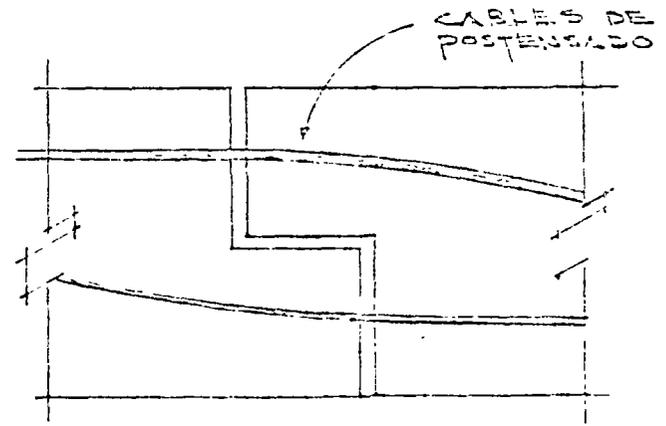


FIG 13

TRABES PREFABRICADAS



ALTERNATIVA 1



ALTERNATIVA 2

Fig 17

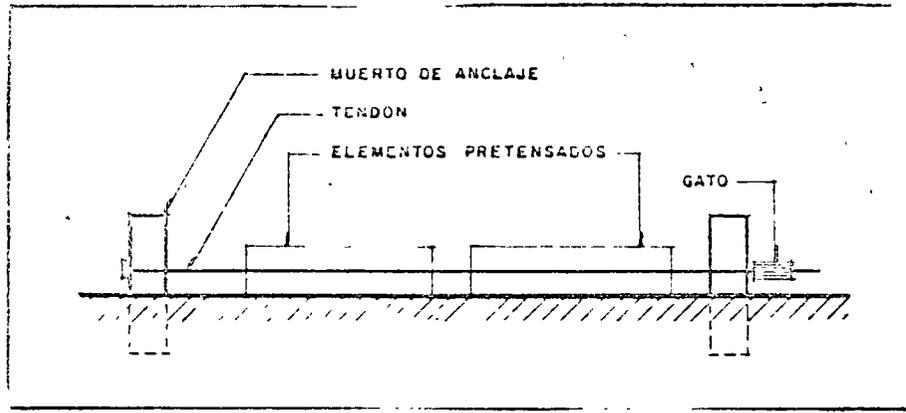


Fig 18

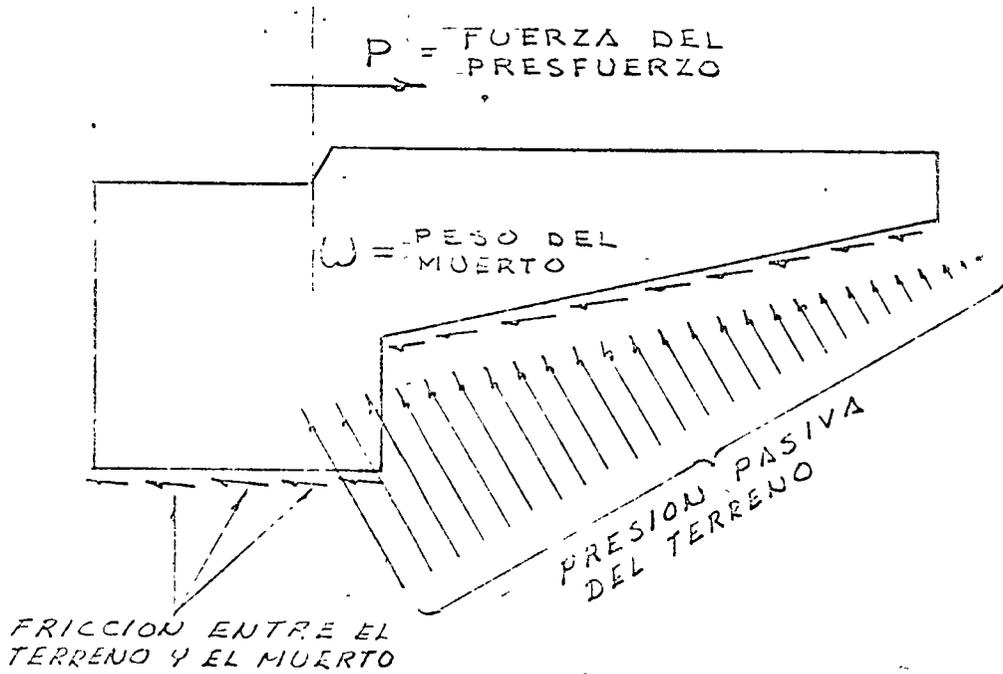


Fig 19

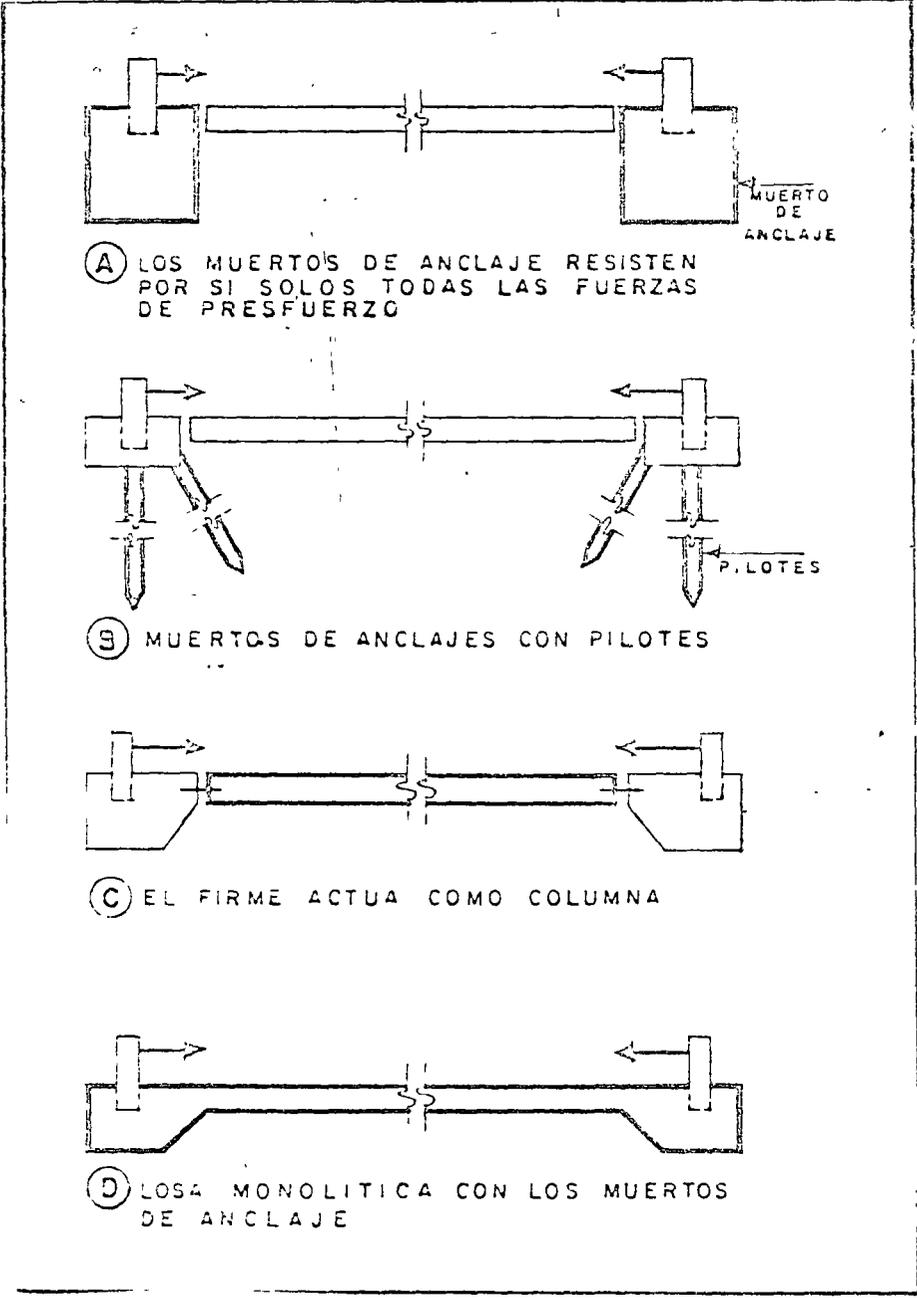


Fig 20

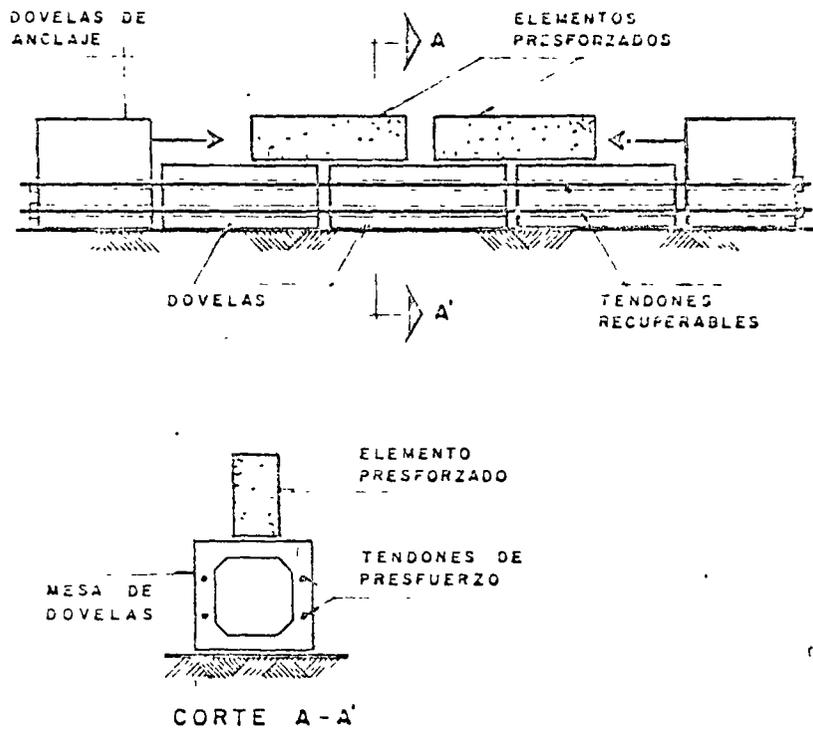


Fig 21

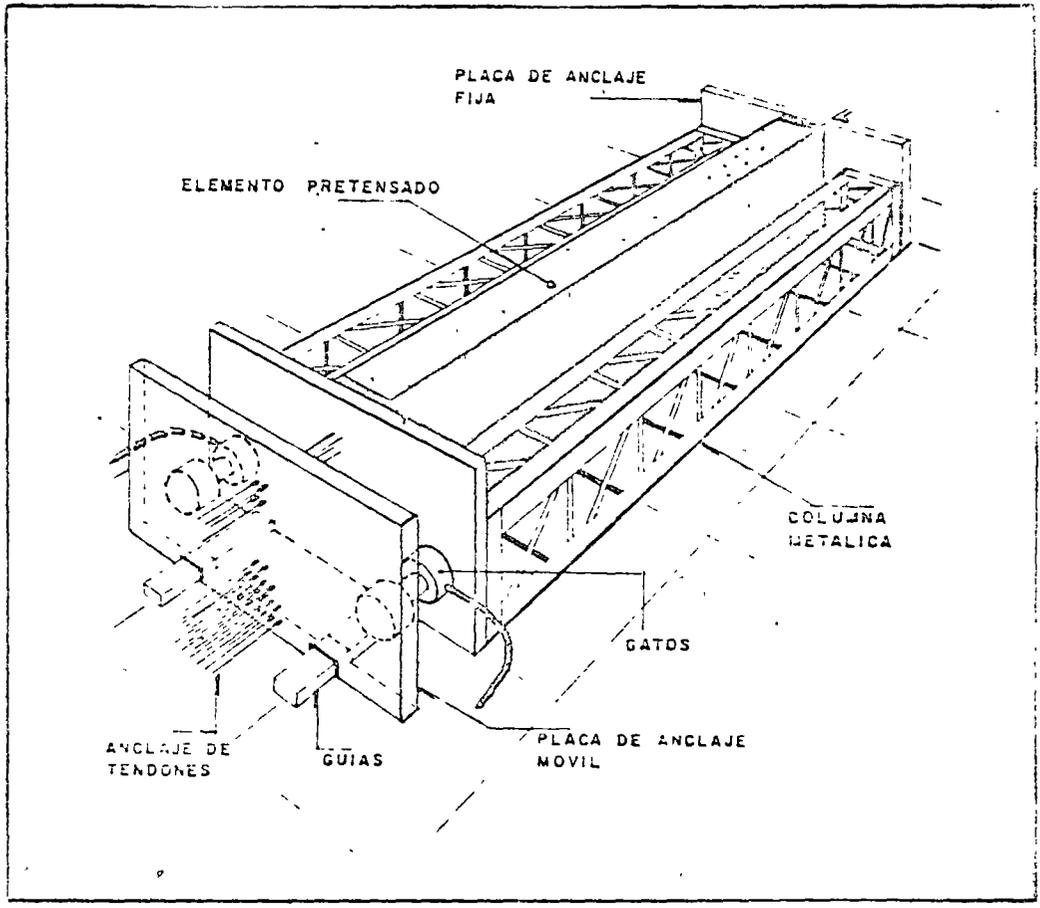


Fig 22

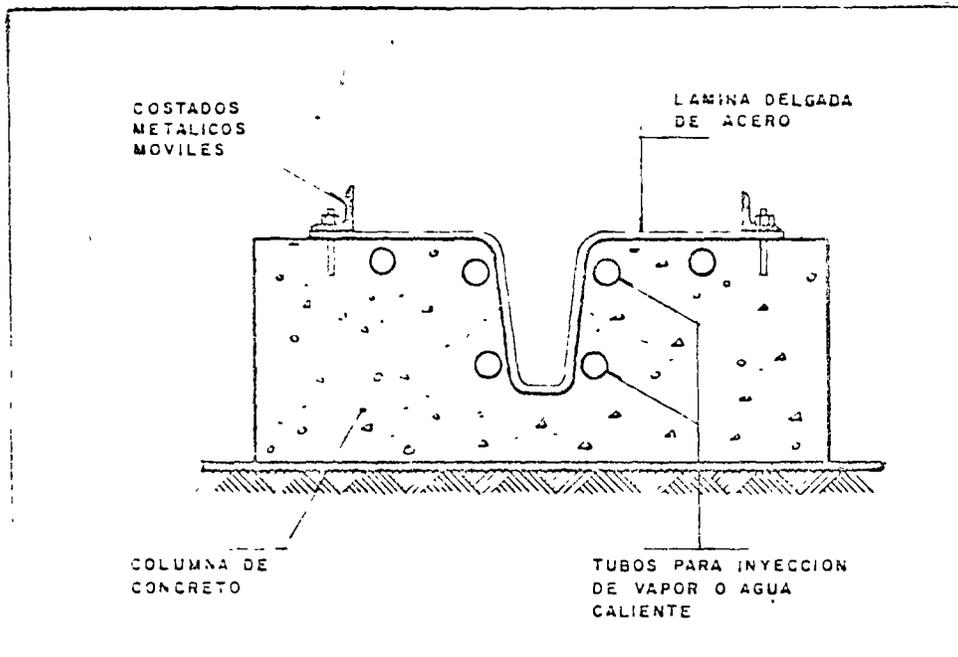


Fig 23

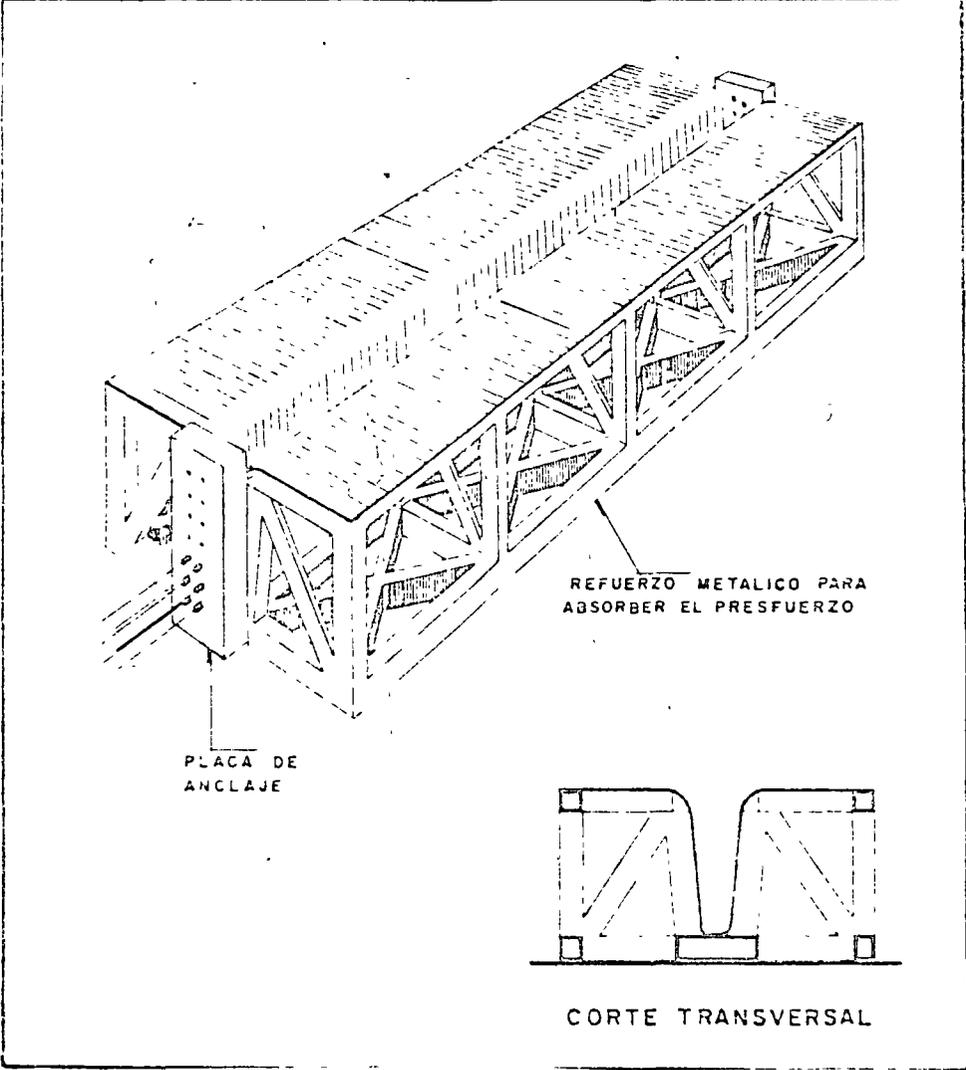


Fig 24

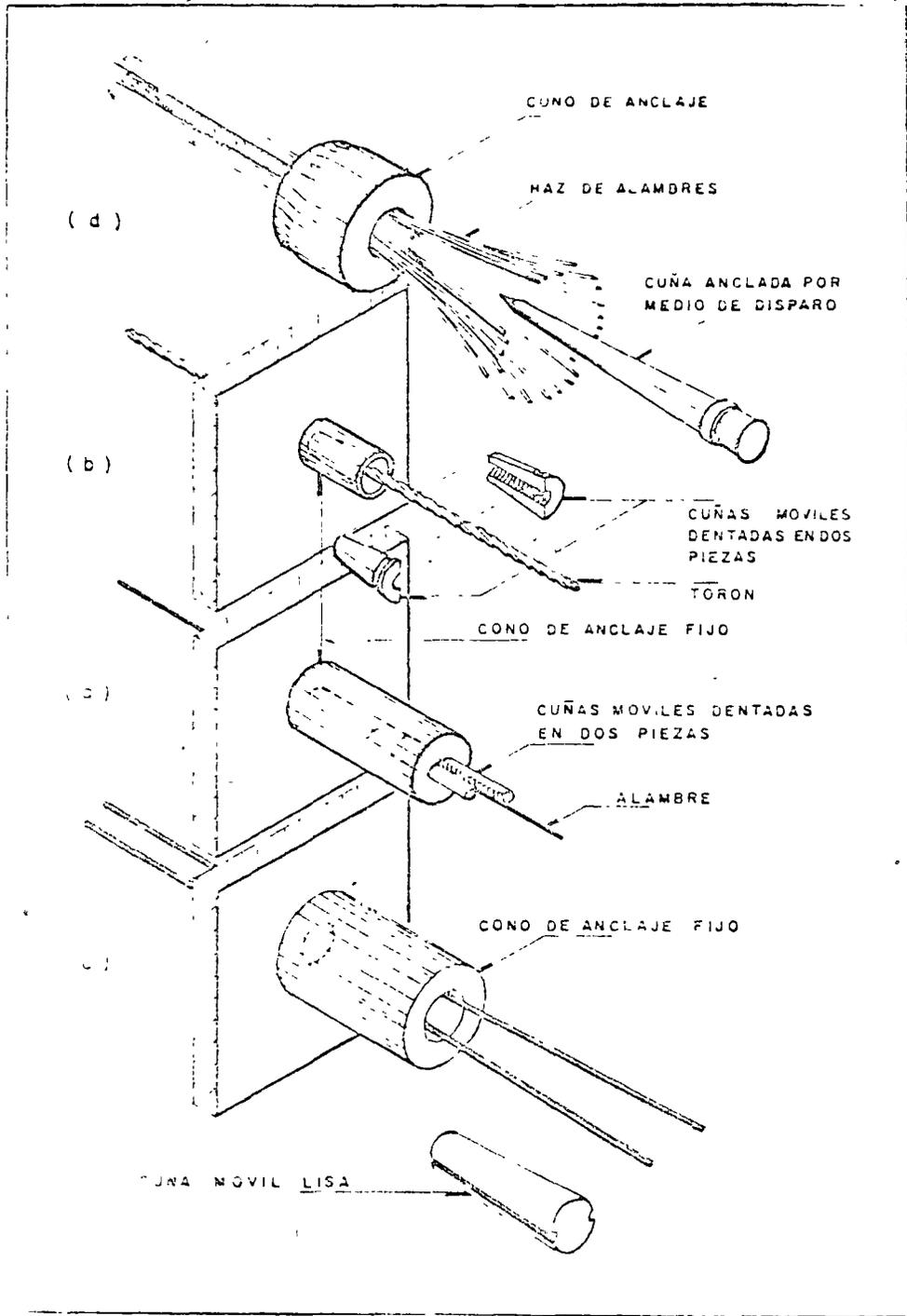


Fig 25

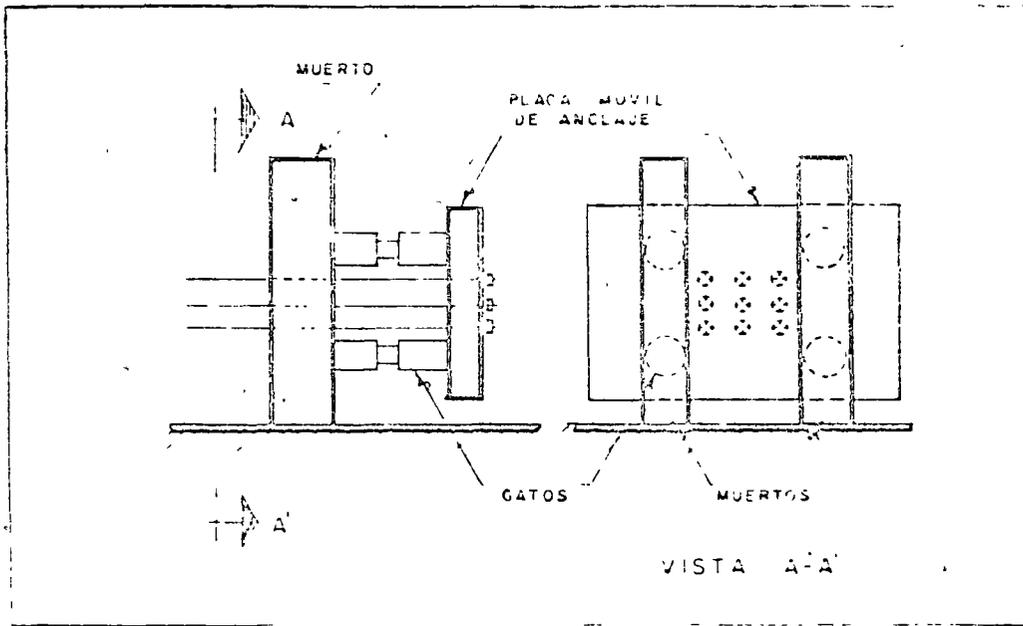


Fig 26

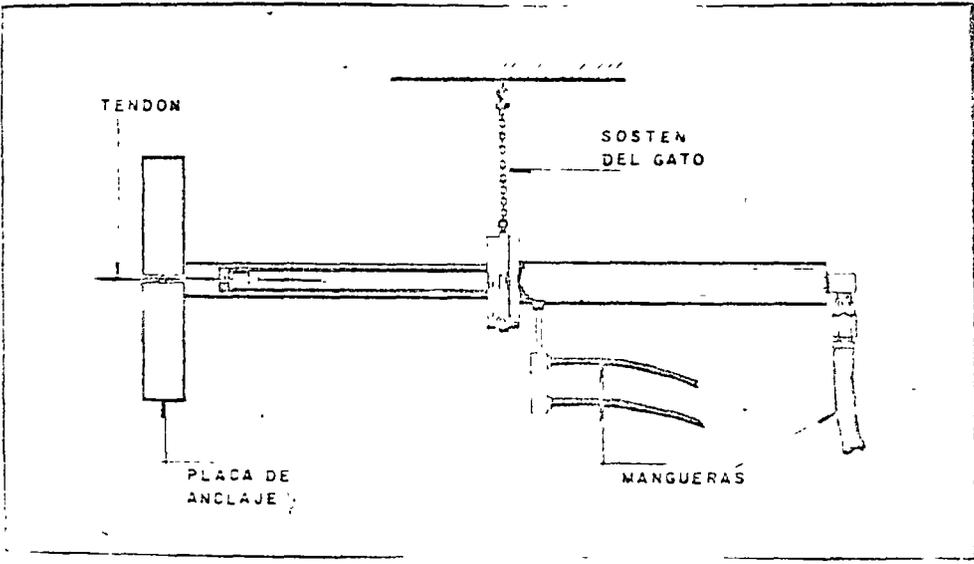


Fig 27

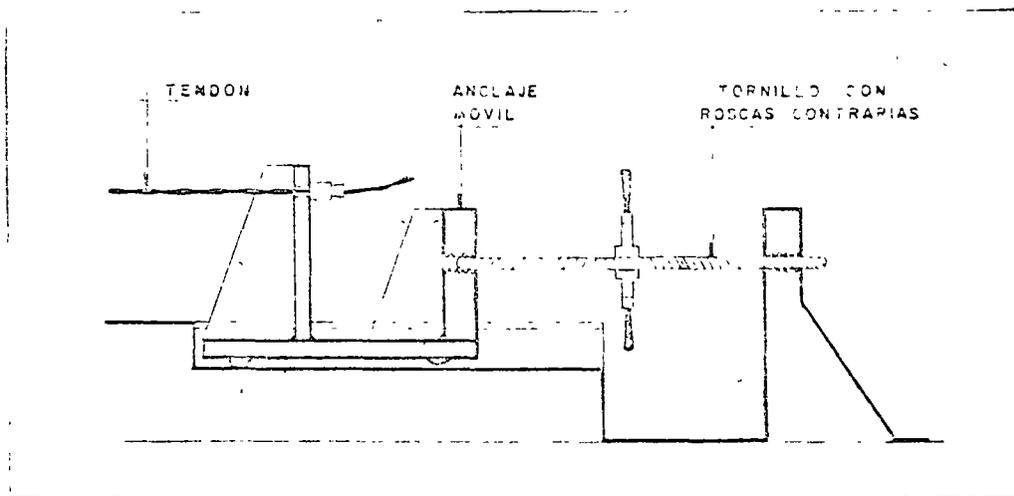


Fig 28

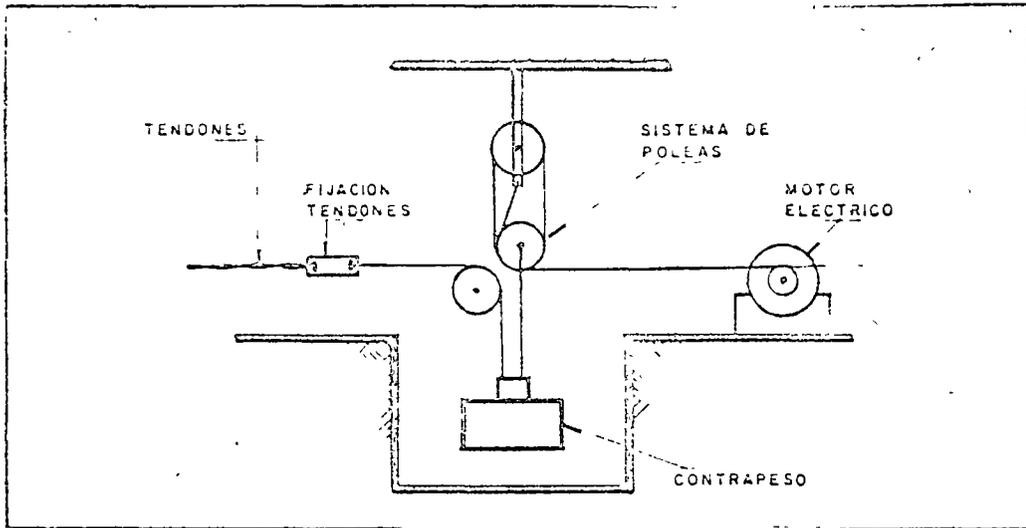
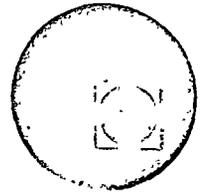


Fig 29





centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



CONSTRUCCION DE PUENTES DE CONCRETO

FABRICACION, MANEJO Y COLOCACION
DEL CONCRETO

ING. LEOPOLDO LIBERMAN

Tacuba 5, primer piso. México 1, D.F.
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

6.2 FABRICACION, MANEJO Y COLOCACION DEL CONCRETO.

Fabricación y Manejo.

Siendo el concreto una mezcla de arena, grava y cemento, lo más recomendable es vigilar la correcta calidad de los materiales.

La arena y grava son generalmente de la zona en donde se encuentra el puente y es conveniente localizarlas en bancos en el río, si existen, o en -- bancos en los alrededores. Se tiene que determinar la potencia del banco para compararlo en las necesidades y ver su factibilidad. Siempre es bueno tener -- dos o tres bancos localizados para poder usarlos en cualquier contingencia. De -- pendiendo del problema local se aconseja cribar y lavar en la mayoría de los -- casos los materiales, para obtener la correcta graduación de los materiales y un consumo de cemento adecuado.

Cemento: Se adquiere de la fábrica más cercana o de la más conve-- niente y esto ha determinado varios problemas pues no contando el constructor -- de puentes con el laboratorio adecuado para certificar la calidad del cemento -- siempre se da por correcta y muchas veces esto está alejado de la realidad. El constructor de puentes no tiene el potencial económico, dada la inversión que se ejecuta en un contrato de puentes, para tener un laboratorio apropiado y en esas circunstancias será prudente insistir con las autoridades para que certifi-- quen la calidad del cemento, como lo efectúan con el acero de refuerzo. Es -- aconsejable comprar con una firma de prestigio, revisando la fecha de produc-- ción del mismo y el tipo de cemento bien definido para evitar confusiones. Hay que tener cuidado con un correcto almacenaje ya sea en sacos o silos y tomar -- medidas adecuadas para un perfecto control de su gasto.

El tipo de cemento debe estar perfectamente bien definido, dependien -- do del tipo de los agregados, y es fundamental mandar todos los elementos a un -- laboratorio para su análisis y ordenar un proporcionamiento técnicamente correc -- to.

La maquinaria para la fabricación del concreto depende del volumen -- a colar, y como generalmente no es muy grande, aconsejamos usar las revolvedo -- ras móviles que tan buen resultado han dado. Naturalmente que conociendo el -- volumen a colar hay que planear la batería de revolvedoras adecuadas e insistir en su correcta situación para poderlas alimentar fácilmente, así como planear la salida del concreto ya elaborado. Este punto es de primordial importancia para -- la obra y no hay reglas definidas sino se necesita del criterio del ingeniero de --

acuerdo con el puente y la topografía. Donde sea posible, porque el consumo ya sea mayor, o porque esa es la maquinaria que dispone el constructor, una dosificadora de concreto es la solución óptima, y en ella hay que planear el correcto abastecimiento y almacenamiento de los materiales.

La dosificación es un puente chico se hace a base de volúmenes de material por saco de cemento y no es tan ineficiente si hay una persona responsable y una autoridad que revise que el volumen prefijado sea el que efectivamente se coloque. Actualmente se ha tratado de usar una dosificación a base de peso, llevando una báscula comercial de piso y se han obtenido resultados muy satisfactorios. Si se usa una dosificadora de concreto hay que tener personal competente. En los tres casos es indispensable llevar un control del cemento usado y revisar al final que el consumo de cemento sea el indicado en el proporcionamiento original.

No hemos hablado del agua que se usa en la mezcla y siendo un factor de primera categoría en la correcta fabricación, es inexplicable que muchas veces no se le tome en cuenta. Hay que analizar el agua disponible y solo usarla cuando se tenga un informe del laboratorio que su uso es aceptado, sea cual fuere la distancia a la que se encuentra. La cantidad de agua que se agrega a la mezcla hay que adicionarla por medios automáticos o manuales, teniendo la seguridad y la vigilancia para certificar que es correcta.

El tiempo de mezclado será el que indique el fabricante del elemento revolvente o la especificación respectiva y se comprobará que se está cumpliendo con este requisito. Los aditivos serán manejados con mucho cuidado y es recomendable que solo se usen cuando los datos del concreto a producir lo pidan o bajo la recomendación y supervisión de un técnico especialista.

La calidad del concreto es una preocupación fundamental y hay que exigir la obtención de cilindros por el contratante bajo la estricta supervisión del constructor, pues en muchos casos el cilindro se toma y se maneja defectuosamente y redonda en unos resultados equivocados; se debe pedir que los cilindros se prueben a los 7, 14 y 28 días y no solo a los 28 días, pues conociendo los datos de inmediato es posible corregir cualquier falla o error y no después de un período largo de tiempo en el que no se puede hacer nada.

Colocación.-

Los sistemas usados para llevar al concreto al sitio de colado dependen fundamentalmente del tipo del puente y la maquinaria disponible. El colado de las cimentaciones cualquiera que sea su tipo es muy aconsejable hacerlo de una manera directa por medio de canalones. En nuestro tipo medio de puente, en el campo para colar la superestructura lo más recomendable es terminar los estribos rápidamente, rellenar el terraplén de acceso y por medio de carretillas de rueda de hule o vagonetas de rueda metálica llevar el concreto; Se necesita planear un acceso y una salida correcta por medio de una obra falsa de tablonos o cualquier otro elemento que permita el paso rápido.

Si esto no es posible, y los colados así lo ameritan se puede fabricar el concreto en la parte inferior y subirlo por medio de un malacate y una pluma o bien si se tiene una draga, que generalmente se usa mucho en los puentes, subir el concreto con la ayuda de ella y un bote de descarga manual. Se ha usado con un gran éxito las bombas de concreto y su utilización está sujeta únicamente a un estudio económico pues como decimos sus resultados son óptimos. Por último, en países de mayor desarrollo, se está colocando el concreto por medio de bandas transportadoras móviles cuya flexibilidad y versatilidad han sido magníficas en todos los trabajos de puentes.

Una vez que el concreto llegó a su sitio, su colocación final debe llevarse a cabo por medio de un vibrado correcto. En el vibrado hay que considerar dos aspectos críticos: a) Debe escogerse el vibrador adecuado de acuerdo con el trabajo a desarrollar, escogiendo la potencia del motor, el grueso y largo de la cabeza del vibrador, el largo de la manguera y el número de revoluciones correctas; sobre este último punto es conveniente hacer una revisión periódica del vibrador para certificar que realmente dé el número de revoluciones especificado. b) Tan importante como el anterior es escoger el elemento humano y no poner a vibrar al más ineficaz, como sucede cuando se trata de escoger al banderero en un camino. A la persona que va a vibrar debe enseñarsele previamente lo que va a hacer, cual es la forma mejor de hacerlo y como debe manejar el vibrador de acuerdo con los elementos que se van a colar.

6.3 HABILITACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO.

El acero de refuerzo que se utiliza en los puentes es fabricado por Empresas siderúrgicas especializadas y es recomendable adquirirlo de marca reconocida.

da y cuyas pruebas hayan dado resultados correctos en la mayoría de las ocasiones. La Secretaría de Obras Públicas y otras muchas dependencias oficiales tienen la buena costumbre de probar el material, previamente alotado, en sus laboratorios oficiales, antes de enviarlos a la obra y como la mayor parte de las obras de puentes están fuera de los centros de producción, esta es una medida magnífica para todos pues evita transportes y discusiones inútiles. Es lo mismo que sugeríamos para el cemento y es extraño que si se acepta para el acero de refuerzo y para el cemento no.

El habilitar previamente el acero es una medida que se utilizará en el futuro con cada mayor frecuencia, a medida que se hagan más proyectos tipos y en la actualidad hay que analizar el caso particular para decidir si se habilita en la obra o fuera de ella. Si se usa el segundo caso hay que usar una codificación y una tabla que no de lugar a confusiones. No debe haber ningún cambio en las medidas del puente y si se tiene la menor duda al respecto hay que abandonar la idea de prehabilitación. Las dependencias oficiales deben cooperar para que la prehabilitación sea correcta teniendo localizaciones que no sufran ninguna modificación y planos perfectamente bien detallados y revisados que no ocasionen alteraciones posteriores.

El habilitado en la obra es el caso más común y lo que si consideramos indispensable es que el maestro encargado de esa operación tenga un aprendizaje previo que le permita leer los planos de armado correctamente y no solo confiar en que el ingeniero los lea y de sus instrucciones, pues hemos visto que si el personal obrero especializado no sabe lo que está haciendo, siempre se originan problemas y malas interpretaciones. Es decir los planos deben ser claros y evitar caer en interpretaciones ambiguas cueste lo que cueste un plano y no creer que se dibujan solo para ingenieros sino para los operarios especialistas. Por otro lado el ingeniero o residente encargado debe proporcionar al maestro tablas completas de habilitado y revisar la ejecución a medida que se vaya efectuando y no solo al final cuando los errores no tienen remedio. El ingeniero o residente debe elaborar las tablas de armado a las que hacíamos mención, con todo cuidado y pensando muy detenidamente en todas las posibles combinaciones de corte y habilitado para disminuir al mínimo los desperdicios, consideración económica fundamental en el costo de la partida y él es el responsable directo de evitar grandes desperdicios sin poder atribuirle la culpa al maestro.

En la colocación debe respetarse el plano correspondientes, con criterio de ingeniero, y cerciorarse plenamente que el maestro entienda lo que va a ejecutar perfectamente, pudiendo indicarse las mismas consideraciones que se hicieron para el habilitado. El ingeniero responsable debe revisar el proceso de colocación a medida que vaya avanzando y no esperarse hasta el último, cuando

Las correcciones son complicadas y costosas. Decíamos que debe usar criterio ingenieril, en las dudas, pues siendo el proyecto de humanos puede haber en casos no frecuentes que originen errores de importancia estructural, que el debe evitar y no achacarle la culpa a un proyectista o dibujante que está muy lejos de la obra sin conocimiento de lo que sucede. Podíamos indicar que el ingeniero debe tener un conocimiento adecuado de comportamiento estructural pero ese es un tema tan amplio e interesante, por lo que damos por hecho que un ingeniero es lo que esperamos debe ser.

El fierro debe ocupar su lugar fijado y tener la seguridad de que no se va a mover al colocar y vibrar el concreto, para lo cual hay que usar los elementos adecuados, llamense taquetes de concreto, tan fácil de hacerlos en la obra, separadores, estribos adicionales, etc. y no dejaremos de insistir en la importancia de este punto pues graves fallas estructurales se han originado por no respetar esta condición.

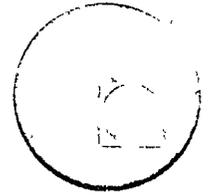
La soldadura ocupa un lugar muy especial de discusión y debe tratarse en un capítulo especial, pero nosotros la mencionaremos brevemente pues aun cuando se están fabricando en casos particulares, varillas de longitud especial, 18 ó 36 m., y se puede recurrir al traslape, no hay obra de puentes en donde no se tenga algo que soldar. Hay que respetar las especificaciones al pie de la letra, sobre todo en lo que se refiere al tipo de soldadura, revisar que la que se ha adquirido se está aplicando, tener un lugar adecuado donde almacenar los electrodos y vigilar el grado de humedad ambiental. La máquina soldadora debe estar en buenas condiciones y revisar que el voltaje y amperaje sean los recomendados y no "aproximadamente exactos".

Es indispensable contar con un soldador calificado y no habilitar a cualquiera del personal especializado, pues se debe tener la seguridad de que el trabajo es correcto ya que la soldadura puede pasar la inspección ocular, pero si no pasa la inspección del laboratorio ocasiona prejuicios enormes ya que el resultado llega cuando se está a punto de terminar el trabajo.

Por estas consideraciones de soldadura opinamos que es de lo más recomendable llevar a cabo pruebas químicas y no solo físicas del acero de refuerzo a usarse, pues eso determina el tipo de soldadura correcto a utilizarse y evita posibles fallas al soldar.



centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam

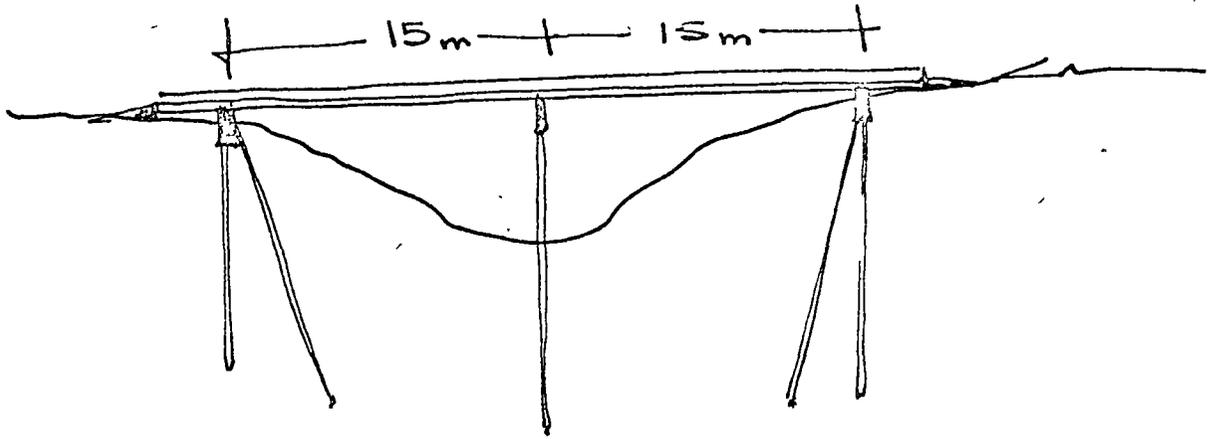


CONSTRUCCION DE PUENTES DE CONCRETO

ORGANIZACION DE LOS TRABAJOS EN OBRA

ING. MIGUEL CHAZARO

ING. SERGIO CHAZARO



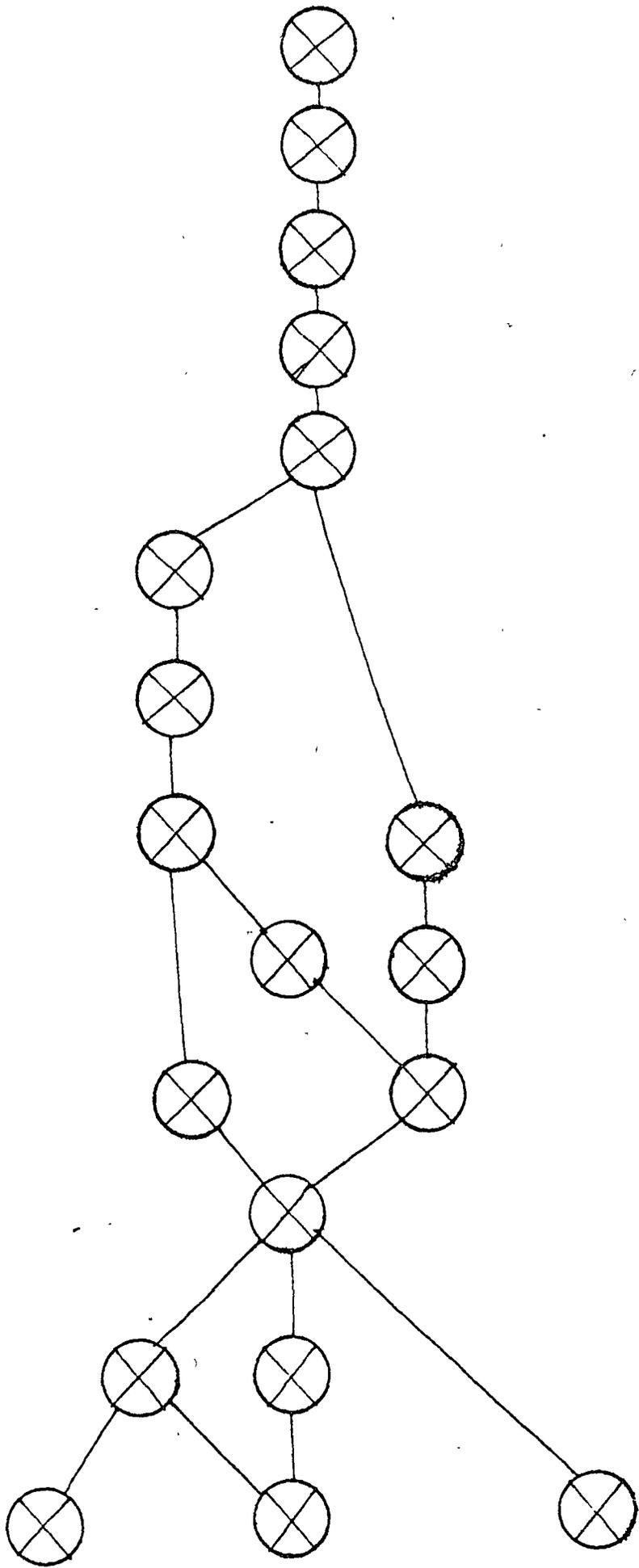
ANALISIS ECONOMICO DE UN PROCESO CONSTRUCTIVO
EN RUTA CRITICA

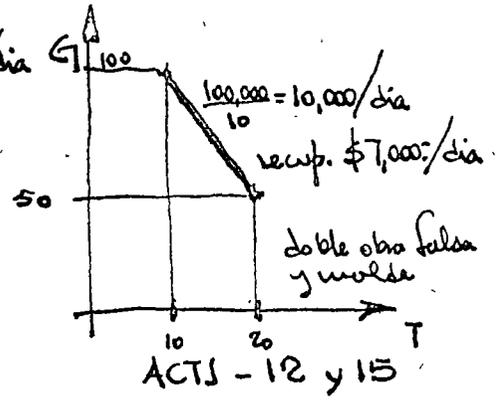
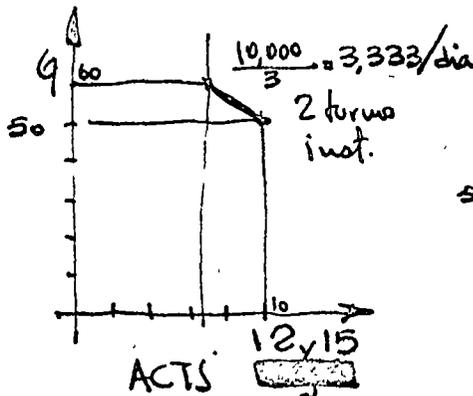
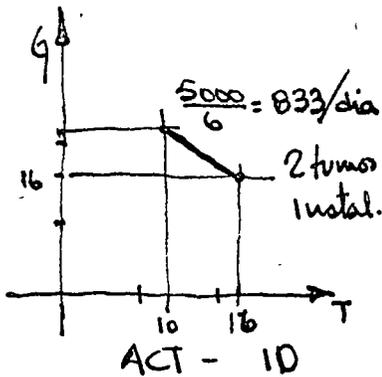
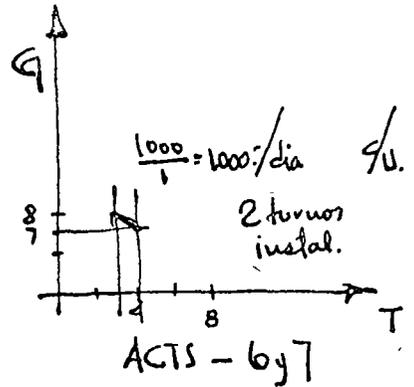
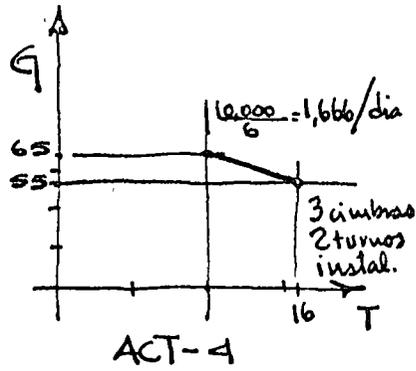
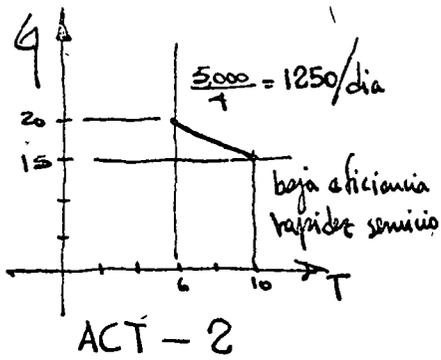
ACTIVIDADES CONSIDERADAS PARA ESTE CASO PARTICULAR

- 1.- Trazo y nivelación
- 2.- Instalación general de obra : agua, agregados, suministros de madera, fierro, maquinaria menor y varios, luz, plataformas de trabajo, bodegas, oficinas etc.
- 3.- Transporte de la Piloteadora y su instalación en obra.
- 4.- Fabricación de pilotes
- 5.- Excavaciones y accesos para la piloteadora
- 6.- Hincado pilotes apoyo 1
- 7.- Hincado pilotes apoyo 2
- 8.- Hincado pilotes apoyo 3
- 9.- Construcción diafragma y corona apoyo 1
- 10.- Construcción diafragma y corona apoyo 2
- 11.- Construcción diafragma y corona apoyo 3
- 12.- Obra falsa y molde en claro 1-2
- 13.- Armado y colado en claro 1-2
- 14.- Fraguado de carga muerta en claro 1-2
- 15.- Obra falsa y molde en claro 2-3
- 16.- Armado y colado en claro 2-3
- 17.- Fraguado de carga muerta en claro 2-3
- 18.- Detalles varios y parapeto
- 19.- Entrega

TABLA DE INFORMACION BASICA PRELIMINAR

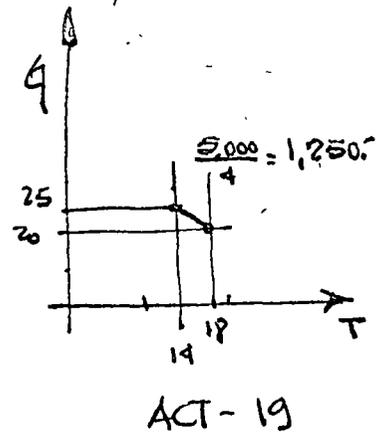
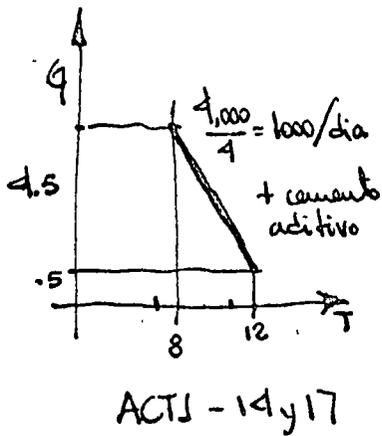
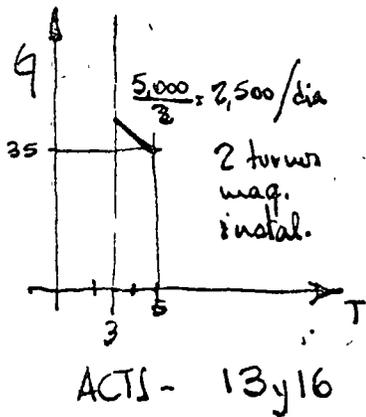
Actividades antecedentes 2	Actividades antecedentes 1	Actividades	Duración normal en días	Costo sobre duración normal
		1	3	\$ 3,000.00
		2	10	\$15,000.00
		3	6	\$15,000.00
		4	16	\$55,000.00
		5	6	\$6,000.00
		6	4	\$ 7,000.00
		7	4	\$ 8,000.00
		8	4	\$ 8,000.00
		9	13	\$ 9,000.00
		10	16	\$16,000.00
		11	13	\$ 9,000.00
		12	10	\$50,000.00
		13	5	\$35,000.00
		14	12	\$ 500.00
		15	10	\$50,000.00
		16	5	\$35,000.00
		17	12	\$ 500.00
		18	18	\$20,000.00
		19	1	\$ 3,000.00
				\$345,000.00





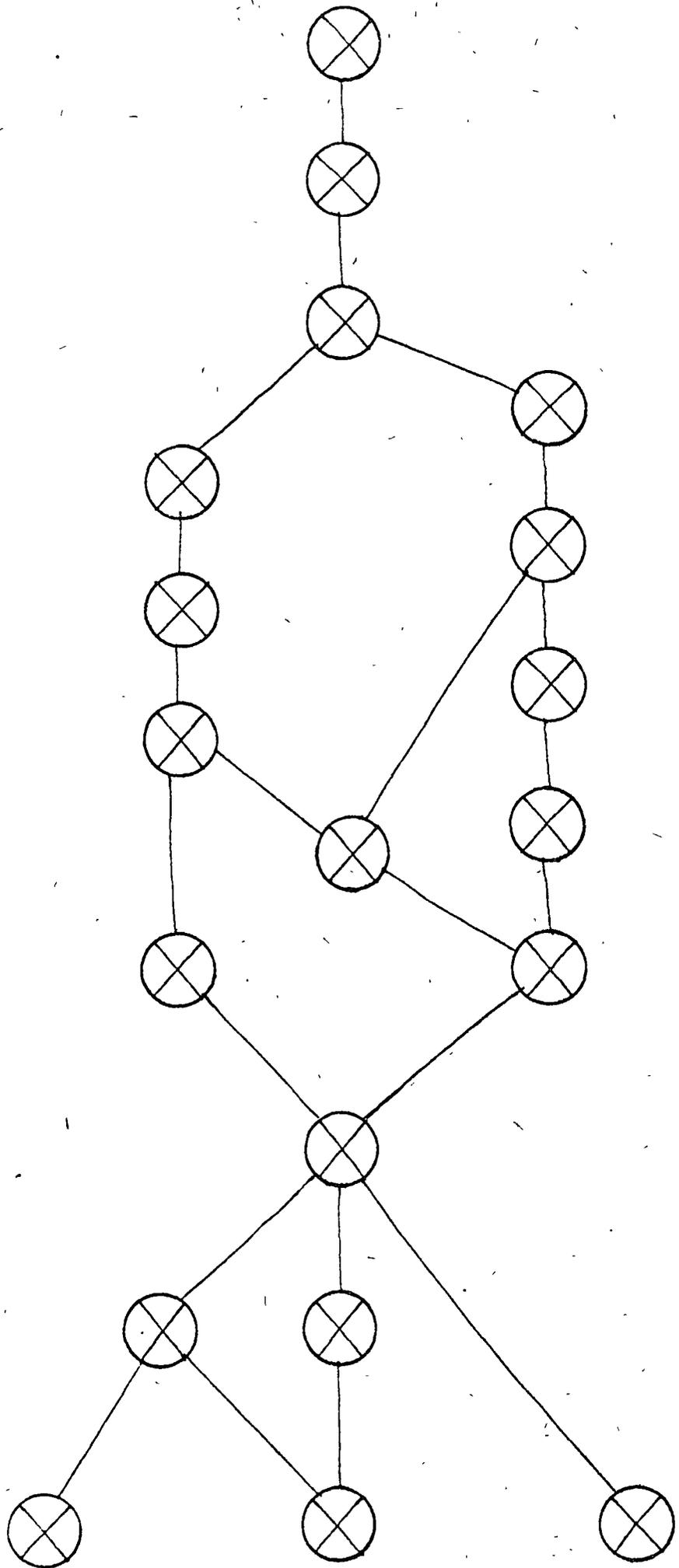
(Alternativa 1)
(Doble turno)

(Alternativa 2)
dos obras falsas



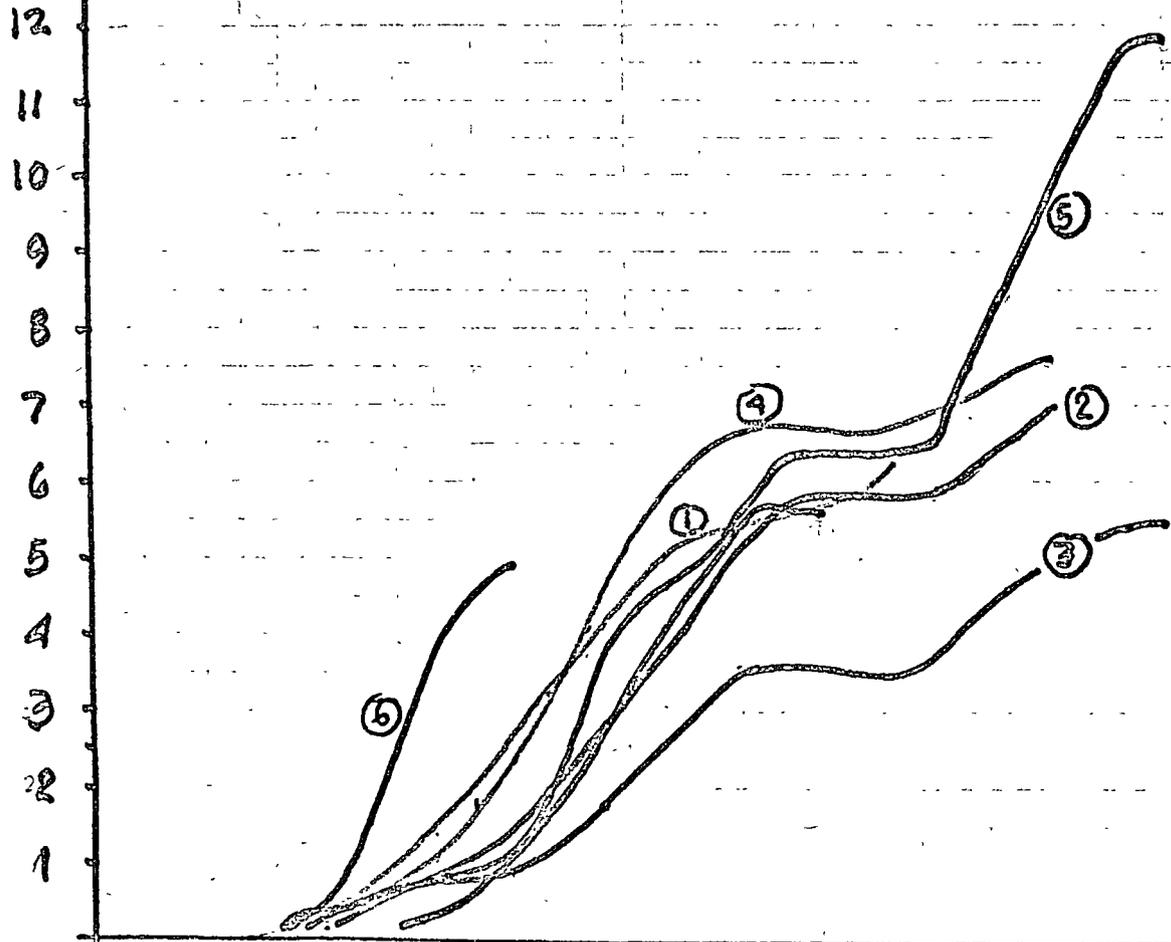
preferibles de acortar

ACT	COSTO POR DIA	Maximo acortable
10	\$ 833.-	6 dias
6y7	\$ 1,000.- %	1 dia %
13y16	\$ 1,000.- %	4 dias %.



GRAFICA DE PROGRAMA DE PAGOS.

MILLONES DE PESOS



Puentes

- ① STD. DOMINGO, OAX
- ② ZAPOTLANEJO (S) JAL
- ③ LA ANTIGUA, EL MEDIO
- ④ V. CARRET - CD. VICTORIA
- ⑤ TUXTEPEC - MATIAS RODRERO (S)
- ⑥ VIA FERREA DEL SUR

F M A M J J A S O N D F M A M J J A S O N D F M A M J J A S O N D

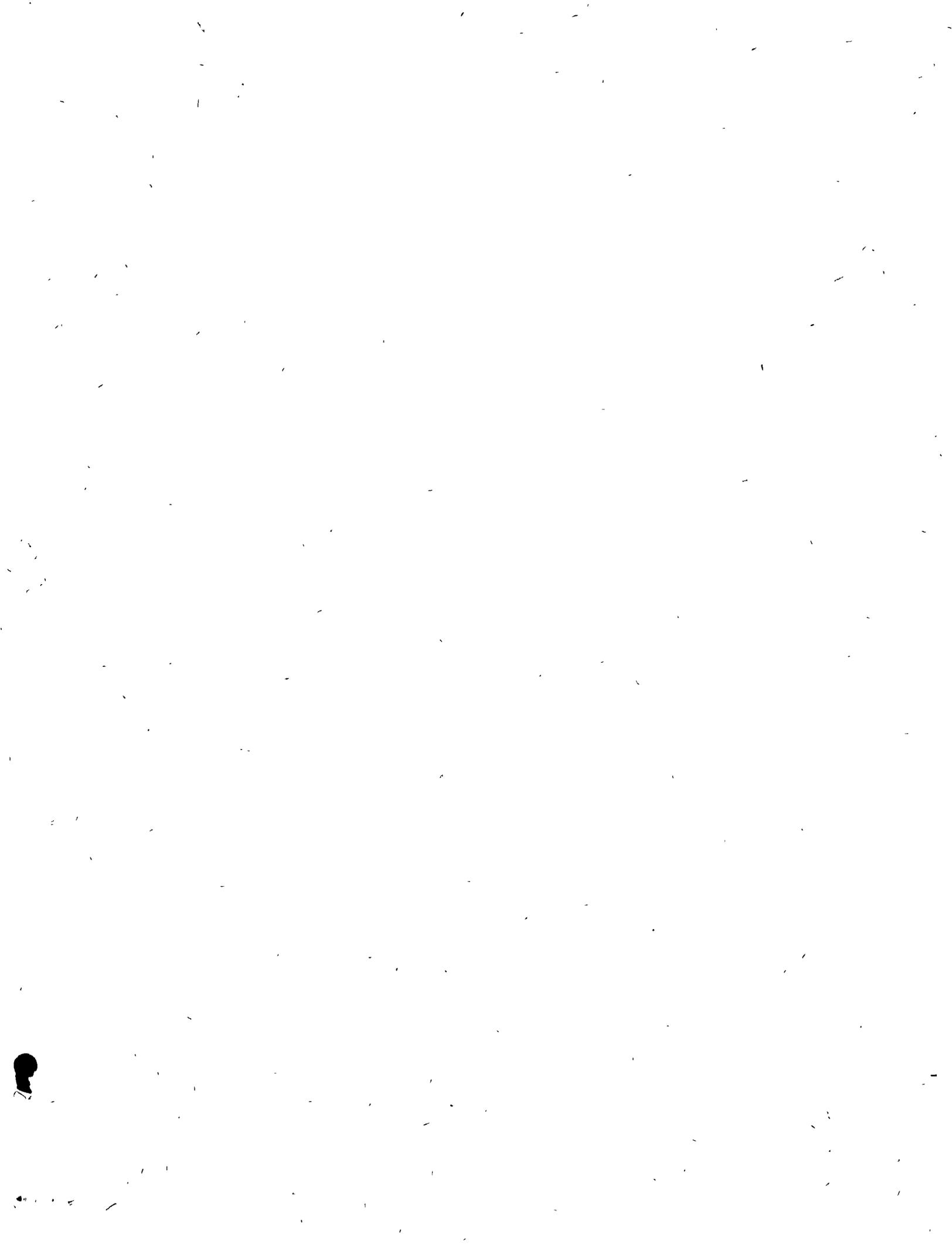
DIAS OPER.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44
CIL. ①: ARM. CIM. COL. DESC. y F. HIN.																																												
CIL. ②: ARM. CIM. COL. DESC. y F. HIN.																																												
CIL. ③: ARM. CIM. COL. DESC. y F. HIN.																																												
CIL. ④: ARM. CIM. COL. DESC. y F. HIN.																																												
CIL. ⑤: ARM. CIM. COL. DESC. y F. HIN.																																												
																																			<p>44 DIAS DRAGA 17 M. HINCADO 19 DESOCUPADA</p>									

DIAS OPER.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44
CIL. ①:	[Horizontal bar]																																											
ARM.	[Horizontal bar]																																											
CIM.	[Horizontal bar]																																											
COL.	[Horizontal bar]																																											
DESC. y F.	[Horizontal bar]																																											
HIN.	[Horizontal bar]																																											
CIL. ②:	[Horizontal bar]																																											
ARM.	[Horizontal bar]																																											
CIM.	[Horizontal bar]																																											
COL.	[Horizontal bar]																																											
DESC. y F.	[Horizontal bar]																																											
HIN.	[Horizontal bar]																																											
CIL. ③:	[Horizontal bar]																																											
ARM.	[Horizontal bar]																																											
CIM.	[Horizontal bar]																																											
COL.	[Horizontal bar]																																											
DESC. y F.	[Horizontal bar]																																											
HIN.	[Horizontal bar]																																											
CIL. ④:	[Horizontal bar]																																											
ARM.	[Horizontal bar]																																											
CIM.	[Horizontal bar]																																											
COL.	[Horizontal bar]																																											
DESC. y F.	[Horizontal bar]																																											
HIN.	[Horizontal bar]																																											
CIL. ⑤:	[Horizontal bar]																																											
ARM.	[Horizontal bar]																																											
CIM.	[Horizontal bar]																																											
COL.	[Horizontal bar]																																											
DESC. y F.	[Horizontal bar]																																											
HIN.	[Horizontal bar]																																											

A 4 DIAS DRAGA
 26 M. HINCADO
 10 DESOCUPADA

DIAS OPER.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44		
CIL. ①: ARM. CIM. COL. DESC. y F. HIN.																																														
CIL. ②: ARM. CIM. COL. DESC. y F. HIN.																																														
CIL. ③: ARM. CIM. COL. DESC. y F. HIN.																																														
CIL. ④: ARM. CIM. COL. DESC. y F. HIN.																																														
CIL. ⑤: ARM. CIM. COL. DESC. y F. HIN.																																														

44 DIAS PRAGA
33 M. HINCADOS
O DESOCUPADOS
SALVO DOMINGOS
QUE SON 6



DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO
CONSTRUCCION DE PUENTES DE CONCRETO

Ing. Francisco Robles
Asesor Dr. Casillas
Depto. de Ingeniería
Laboratorio de Materiales
Ciudad Universitaria

Ing. Roberto Avelar
Cimentaciones y Edificaciones, S.A.
Acapulco 43-2 Piso Col. Roma
Subgerente

Ing. Juan Manuel García Chávez
Jefe Residente de Puentes
Dirección Gral. de Carreteras
Federales SOP
Xola y Universidad Sotáno

Ing. Fernando Paredes
Director de Obras
Prezorsados Mexicanos, S.A.
Antiguo Camino de Minas 143

Ing. José Ma. Riobooó Martín
Jefe del Depto. Técnico
Prezorsados Mexicanos, S.A.
Antiguo Camino de Minas 143

Ing. Adolfo Sánchez Sánchez
Jefe Depto. de Puentes
Centro SOP Entrada Xola
Sotáno

Ing. Leopoldo Lieberman L.
Obrero Mundial 114
Col. del Valle
Gerente General de
Planificación y Construcción

Ing. Víctor Torres Alcalá
Ensaye de Materiales
Jefe Depto. de Ensaye de Materiales
Xola entre Universidad y Niño Pérdido,

Ing. Miguel Cházaro
Gerente General
Constructora Mayo, S.A.
Paseo de las Palmas 755-301

Ing. Sergio Cházaro
Gerente de Construcción
Constructora Mayo, S.A.
Paseo de las Palmas 755-301

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO
CONSTRUCCION DE PUENTES DE CONCRETO

Ing. Gustavo del Rfo
Director General
Servicios Técnicos
Centro SOP
Xola y Universidad
Cuerpo C-1er. Piso

Ing. Modesto Armijo Mejía
Director General
Comec, S.A.
Insurgentes Sur 1844-3° Piso

Ing. Juan José Correa Rachó
Director General
Corr, S.A.
Rfo Panúco # 100
Col. Cuauhtémoc

Ing. Juvencio Gutiérrez
Director General
Grupo Industrial de la Construcción
Paseo de la Reforma 412-E

Ing. Ricardo Lasso Herrera
Asesor de Puentes
Dirección General de Construcción
de Carreteras SOP

ESTUDIOS PRELIMINARES PARA EL DISEÑO DE UN PUENTE

Por Juan J. Correa Rachó, I.C., M. en C.

1.- ELECCION DEL CRUCE.

Pueden presentarse 3 casos:

- A.- Que el cruce quede fijo por la localización de la vía terrestre
- B.- Que el cruce gobierne la localización de la vía terrestre en la zona próxima al mismo.
- C.- Que el cruce quede gobernado por condiciones ajenas a la vía terrestre.

El primer caso se presenta cuando el puente es de bajo costo o cuando los costos capitalizados de operación y conservación adicionados al de construcción son muy altos. Por ejemplo, en las autopistas, la intensidad de tránsito es tan grande que la capitalización del costo de operación de los vehículos es tan alta que un aumento en la longitud del camino para buscar un cruce más angosto puede conducir a una solución antieconómica. Sin embargo, a veces, hay que recurrir a la solución que da el menor costo inicial, por las limitaciones presupuestales.

El segundo caso es el más común en México, cuando el costo del puente es importante. Por ejemplo a la carretera federal Acapulco-Pinotepa Nacional, la cual tiene poco tránsito, se le aumentaron varios kilómetros de longitud para cruzar el río Nexpa en un punto donde el cauce fuera estable, ya que la localización original del cruce se alojaba en una zona de divagación sobre la planicie costera.

Puede haber otras condiciones que determinen la ubicación más adecuada de un cruce, como son las topográficas, las geotécnicas y las constructivas, a veces más importantes que las hidráulicas.

Entre las condiciones ajenas a la vía terrestre puede mencionarse la navegabilidad de la corriente. Por ejemplo, cuando se estudió la localización del cruce sobre el río Pánuco en Tampico se compararon varias alternativas, quedando la decisión final entre 2, que fueron: una, aguas abajo de los muelles, la cual tenía que tener un claro libre vertical de 45 m. y claros horizontales muy grandes para permitir el paso de los barcos y la otra aguas arriba del puerto que necesitaba claros mucho menores ya que el tránsito fluvial aguas arriba del puerto es a base de embarcaciones de poco calado. Nuevamente, la capitalización del costo de operación más el costo de construcción de un camino más largo, inclinaba la balanza hacia la alternativa de aguas abajo del puerto, a pesar del mayor costo del puente, pero posiblemente esta última sea la causa de que aún no se haya construido.

De lo anteriormente expuesto se deduce que la elección de un cruce - depende de muchos factores que hay que tomar en cuenta, por lo que se requieren amplios conocimientos y experiencia en la materia.

II.- ESTUDIOS TOPOGRAFICOS E HIDRAULICOS.

Una vez definido el lugar del cruce será necesario efectuar los estudios topográficos e hidráulicos de la corriente, los cuales consistirán, en términos generales, en el levantamiento de las plantas general y detallada del sitio, trazo, nivelación y secciones transversales de la línea, levantamiento del perfil hidráulico y topográfico de la corriente, hacia aguas arriba y aguas abajo del cruce, levantamiento de secciones hidráulicas y cálculo del gasto máximo probable durante la vida útil de la estructura.

Cuando se cuenta con un levantamiento fotogramétrico de la línea se puede evitar el levantamiento de la planta general, reduciéndose substancialmente el presupuesto de los estudios topográficos. Por otra parte, el funcionamiento hidráulico de las corrientes es a veces tan complicado, que es necesario ampliar el levantamiento topográfico presupuestado originalmente. Por ejemplo la zona de inundación en la margen izquierda del río Usumacinta en el cruce de la carretera Villahermosa - Escárcega, llega hasta unos 5 km. del cauce principal, por lo que fue necesario construir puentes adicionales al proyectado sobre el cauce principal para permitir el escurrimiento de ese gasto.

Una de las incógnitas más serias de los estudios hidráulicos es la determinación del gasto máximo que puede pasar por un puente durante la vida útil de la estructura. El método más comunmente usado en nuestro país es el de sección y pendiente, ya que unicamente se tienen datos de aforos en los ríos que puedan ser prospectos para embalses.

Este método de sección y pendiente adolece de muchos defectos, ya que fue desarrollado para canales de sección constante, en tramos rectos, con coeficientes de rugosidad uniformes, pendientes hidráulicas bien definidas y niveles - de agua precisos y su extrapolación a cauces naturales tropieza con dificultades tales como la determinación de los niveles máximos del agua por medio de huellas o de la información proporcionada por los vecinos de mayor edad, variación de la rugosidad en los diferentes tramos del cauce, en las dimensiones de las secciones hidráulicas y en la pendiente hidráulica, por lo que no es difícil encontrar diferencias muy importantes entre el gasto real y el calculado, principalmente en cuencas cíclicas.

En vista de lo anterior, es conveniente comprobar el gasto obtenido por algún otro método, por ejemplo, basado en los datos de precipitación de la cuenca y extrapolado al periodo de la vida útil de la estructura mediante algún procedimiento probabilístico como el Gumbel o el de Lebediev (Ref. 1)

Desde el punto de vista constructivo es muy importante que el contratista tenga una idea de la época de las crecientes y del estiaje para poder hacer su programa de obra y evitar sorpresas que pueden traducirse en pérdidas de equipo y aún de vidas humanas.

III.- ESTUDIOS GEOTECNICOS.

En los cruces donde aflora la roca tanto en las márgenes como en el cauce, un simple reconocimiento geológico será suficiente para determinar la carga permisible si no hay posibilidades de defectos o particularidades que requieran un estudio más profundo.

Un caso de estos es el que sucedió en el estudio de la cimentación del puente del F.C. Chihuahua-Pacífico sobre el río Chínipas. Una de las pilas, de unos 30 m. de altura, quedaba desplantada sobre una roca de unos 20 m. de longitud, 10 m. de ancho y 15 m. de altura, la cual estaba separada del resto de la formación por un fractura rellena de suelo. La otra pila se había proyectado desplantarla sobre unos pseudo-estratos de brecha que buzaban hacia el cauce y con lentes arcillosas que podían reblandecerse al subir el nivel del agua. La solución a este problema fue la de cambiar el lugar de cimentación de la pila que se apoyaba sobre la roca suelta para apoyarla sobre roca firme girando el eje del puente y profundizar el desplante de la otra pila para que el pseudo-estrato de apoyo quedara confinado por la roca del fondo del cauce y no tuviera posibilidad de deslizamiento.

Otro de los problemas de las formaciones rocosas es la presencia de cavernas por debajo del nivel de desplante de las pilas, como la que se encontró en el puente del Emperador, de la autopista México-Puebla, la cual se rellenó con mampostería y las que se encontraron al hincar los cilindros de la pila No. 2 del puente Mariano García Sela, localizado sobre la barranca de Metlac, las cuales se inyectaron con cemento y puzolana.

Cuando se tienen depósitos de acarreo, como arenas, gravas y cantos rodados, sobre una formación rocosa, se puede usar el método de refracción sísmica que se basa en que los suelos y las rocas presentan diferencias notables en la velocidad de transmisión de las ondas longitudinales.

Consiste en detonar una carga en la superficie del terreno y medir los tiempos de llegada de las ondas sísmicas a una serie de detectores colocados sobre una línea, también en la superficie, a diferentes distancias de la explosión, como se muestra en la figura 1. Los detectores están conectados a un sismógrafo de varios canales, el cual también registra el instante de la explosión. Posteriormente se construye una gráfica de tiempos de llegada contra distancia al punto de tiro, de la cual se obtienen las velocidades de transmisión en las diferentes formaciones encontradas. Finalmente se calculan los espesores de las formaciones en función de las velocidades.

Desde luego que el procedimiento da resultados aproximados y está especialmente indicado cuando hay dificultades de acceso de los equipos de perforación. El costo de este procedimiento es mucho menor que el de los sondeos.

También se ha usado el método de resistividad eléctrica en estos casos, pero los resultados no han sido satisfactorios.

La exploración directa del subsuelo a base de sondeos, es el método más confiable y el que más extensamente se usa actualmente.

Los sondeos que se usan en México para exploración de cruces, pueden ser de alguno o varios de los siguientes tipos:

A.- Pozos a cielo abierto. Generalmente sirven para exploraciones someras hasta de unos 5 m., cuando no se encuentra el nivel freático, y de ellos se pueden obtener muestras cúbicas inalteradas.

B.- Penetración normal. En este procedimiento se hincan un tubo partido longitudinalmente (Fig 2a y 2b) de 2" de diámetro exterior y 1 3/8" de diámetro interior mediante los golpes de un martinete de 63 kgs. de peso cayendo libremente de 76 cm., contando el número de golpes para que el muestreador penetre 30 cm. El número de golpes (N) se ha correlacionado con la compacidad de las arenas mediante la siguiente tabla (Ref. 2):

Estado de la arena	N
Muy suelta - - - - -	< 4
Suelta - - - - -	4 - 10
Poco compacta - - - - -	10 - 30
Compacta - - - - -	30 - 50
Muy compacta - - - - -	50

También se ha tratado de correlacionar el valor de N con la resistencia de las arcillas, pero los resultados han dado una gran dispersión en los valores. Adoptando una actitud conservadora, se puede considerar que la resistencia en compresión simple en Ton/m^2 es igual al número de golpes. Desde luego que esta regla es demasiado conservadora para valores bajos de N.

Las muestras obtenidas en este tipo de sondeo se llaman alteradas, porque han sufrido fuertes perturbaciones en sus propiedades mecánicas y se usan únicamente para hacer pruebas tendientes a la clasificación de los suelos.

C.- Muestreo inalterado. En este tipo de sondeo se procura obtener las muestras del suelo de materiales cohesivos blandos con la menor perturbación de sus propiedades mecánicas. Para tal efecto se usan muestreadores de tubo de lámina de 10 cm. de diámetro (Fig. 2c) hincados a presión, usando máquina con cabezal hidráulico. Cuando la recuperación es muy baja por ser el suelo muy blando, se recurre al muestreo con pistón (Fig. 3), el cual evita que la muestra se salga del muestreador al crearse un vacío entre la muestra y el pistón, cuando aquella trata de desplazarse hacia abajo. Las muestras obtenidas se emplean para obtener las propiedades de resistencia y compresibilidad de los suelos, además de su clasificación.

D.- Muestreo por rotación. El muestreo en rocas se hace por medio de barriles de tubo de diferentes diámetros que llevan una broca con insertos de diamante o de carburo de tungsteno en su parte inferior (Fig. 4a y 4b). El corte de la roca es a base de rotación y presión hidráulica. Para enfriar las herramientas de ataque, se hace circular agua por el interior del barril muestreador que se use. Para rocas blandas que se erosionan fácilmente con el agua de circulación se usan barriles especiales que mantienen el agua separada de la muestra, como los tipo Denison (Fig. 5) o Pitcher (Fig. 6).

A estas muestras se les clasifica y se les efectúan pruebas de absorción para determinar el grado de intemperismo; también se les hacen pruebas de compresión si se trata de rocas blandas, aunque estos resultados hay que manejarlos con cuidado pues la resistencia de la masa puede ser menor, debido a los defectos de las rocas.

E.- Muestreo en arena, grava y boleo. Estos depósitos son los materia

#

les más difíciles de muestrear e inclusive hasta de avanzar en ellos debido a su dureza y a su falta de cohesión, por lo que es necesario recurrir a la cementación de las paredes mediante inyecciones de cemento y reperforar después del fraguado de la lechada, pero sucede en ocasiones que la permeabilidad es muy grande y que la lechada de cemento se pierde, por lo que el avance se tiene que hacer por medio de rotación del ademe con broca de diamante y el muestreo con barril y por medio del agua de circulación, lo cual es muy costoso. También se emplean procedimientos a base de percusión con trépano y chiflón de agua, empleando pequeñas cargas de dinamita en los boleos, pero el procedimiento es muy lento.

Las muestras obtenidas mediante estos procedimientos unicamente se emplean para clasificación, pudiendo darse una idea del tamaño de los boleos por la longitud de los corazones recuperados.

F.- Pruebas "in situ". Como las muestras "inalteradas" siempre sufren algo de alteración en sus propiedades, se han desarrollado técnicas para medir la resistencia de los suelos sin muestrearlos, como la del cono holandés (Fig. 7) y la veleta (Fig. 8).

En el primero se obtiene la resistencia del suelo midiendo la fuerza necesaria para provocar la penetración primero de la punta y luego de todo el dispositivo; por sustracción se obtiene la resistencia por fricción en el manguito que sigue a la punta.

En la veleta se mide la resistencia al esfuerzo cortante desarrollada en una superficie tangente a las aspas del dispositivo, mediante la aplicación de un par de torsión.

Con los resultados de los sondeos y las pruebas de laboratorio y el perfil topográfico en el cruce, se elabora el perfil de suelos.

Debido a la gran heterogeneidad de los depósitos de origen aluvial, - las interpolaciones de estratigrafía y propiedades entre los sondeos son peligrosas, por lo que la localización de los sondeos debe de hacerse teniendo en mente los claros probables de la estructura y el ancho de las pilas y estribos en el caso de puentes de varias bandas de circulación. Si la localización de los apoyos difiere mucho de la de los sondeos, en el caso de puentes importantes, deben hacerse sondeos de comprobación, con lo que se evitarán muchos problemas durante la construcción.

Con los datos proporcionados por los sondeos y las pruebas de laboratorio y una idea aproximada de las cargas verticales y horizontales, se calculan las capacidades de carga y movimientos probables de los apoyos de la estructura bajo las diferentes combinaciones de carga, siendo a veces necesario recomendar pruebas de carga verticales y horizontales. Generalmente los cálculos de desplazamientos bajo fuerzas accidentales horizontales dan resultados mayores de los reales debido a la dificultad de obtener valores fidedignos de los módulos de elasticidad de los diferentes estratos en los que se empotran los cimientos. Por ejemplo, las pruebas de carga horizontal en los cilindros de cimentación del puente Coatzacoalcos dieron deformaciones del orden de los milímetros, mientras que los cálculos daban magnitudes de centímetros. Posiblemente el método sísmico de valores del módulo de elasticidad promedio más acorde con la realidad.

Otro punto importante que hay que investigar es el de la estabilidad y movimientos de los terraplenes de acceso y su influencia en los cimientos adyacentes o apoyados en el mismo cuando los depósitos de las márgenes son blandos y compresibles.

Inclusive ha habido casos como el del puente Coatzacoalcos en el que su longitud fue una función de la capacidad de carga del terreno de la margen izquierda, ya que ésta era tan baja que no podía soportar terraplenes de más de unos 4 m. de altura y por la premura de la obra no había tiempo de aumentar la resistencia con precarga.

IV.- SOCAVACION.

Se ha dicho en repetidas ocasiones que los puentes fallan principalmente por socavación (Fig. 9). Esto se debe, en primer lugar, a la incertidumbre de los datos hidráulicos con los que se proyectan, y en segundo lugar a lo poco que se ha estudiado el fenómeno, a pesar de la importancia que tiene.

Un intento bastante serio ha sido emprendido por el Instituto de Ingeniería de la UNAM bajo los auspicios de la S.O.P. (Ref. 1) el cual incluye la recopilación de la literatura sobre el tema y pruebas en modelos de pilas para poder predecir la magnitud de la socavación local, faltando únicamente la comprobación en los prototipos.

De acuerdo con ese estudio se pueden distinguir 5 tipos diferentes de socavación, a saber:

A.- Socavación general, que se produce a todo lo largo del cauce durante una avenida.

B.- Socavación transversal en la sección bajo el puente, debida a la reducción del área hidráulica.

C.- Socavación en el lado exterior de las curvas.

D.- Socavación local al pie de pilas y estribos.

E.- Erosión aguas abajo de embalses.

Una vez calculadas las socavaciones, se deberán recomendar profundidades de desplante mayores y tomar en cuenta que la sobrecarga del terreno disminuye durante las avenidas, por lo que la capacidad de carga de los suelos friccionantes disminuye notablemente por este concepto.

En el caso de puentes ya construídos, la referencia mencionada sugiere algunas medidas para proteger las pilas y estribos contra la socavación local.

Referencias

- 1.- J.A. Maza " Socavación en cauces naturales", Publicación No. 177, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1965.
- 2.- K. Terzaghi y R. Peck " Soil Mechanics in Engineering Practice" 2ª Edición, 1967.

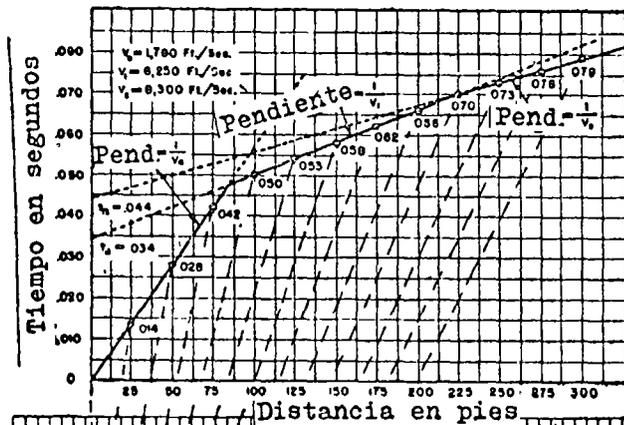
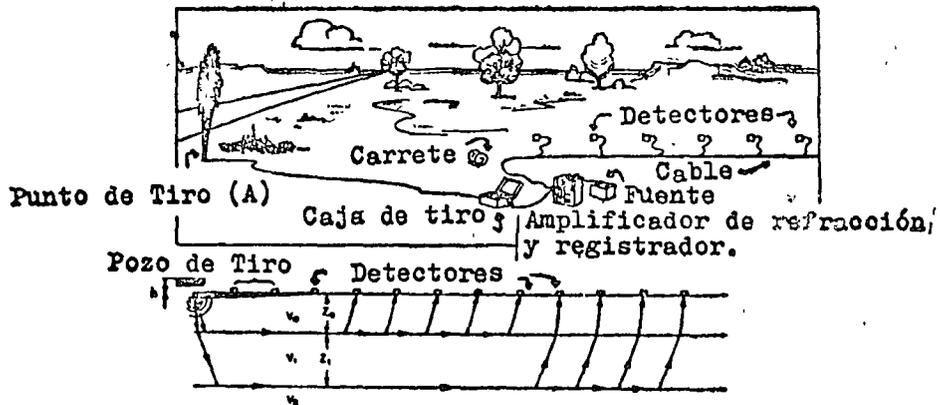


Figura 1

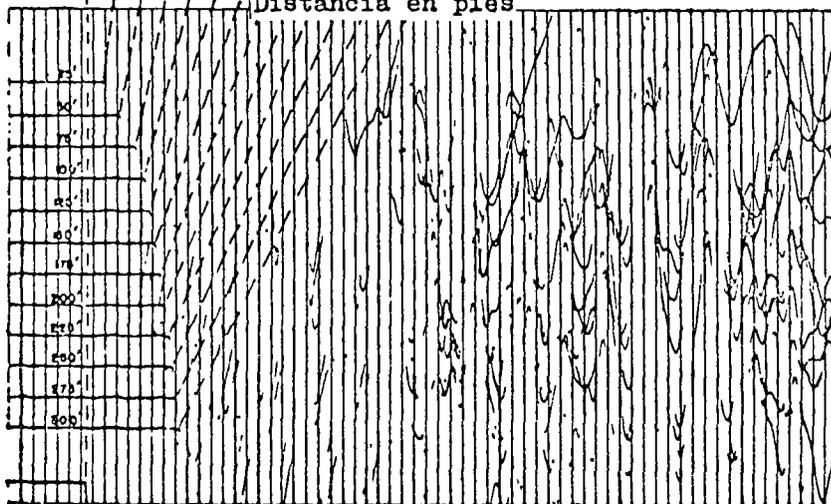
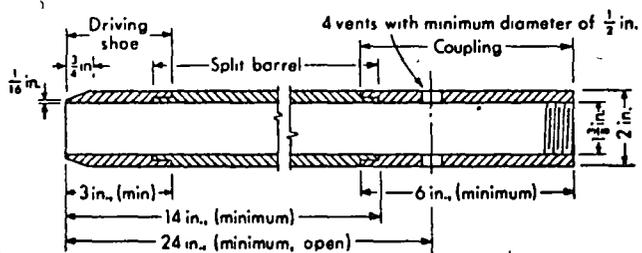


Ilustración compuesta de sismograma, gráfica "tiempo-distancia" y perfil.

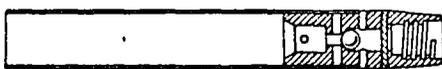
FIGURA No. 1



(a)



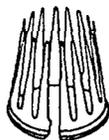
(b)



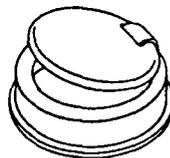
(c)



Basket shoe, the flexible fingers open to admit the sand then close when the tube is withdrawn



Spring sample retainer



Trap valve sample retainer used to recover muds and watery samples

(d)

FIGURA No. 2

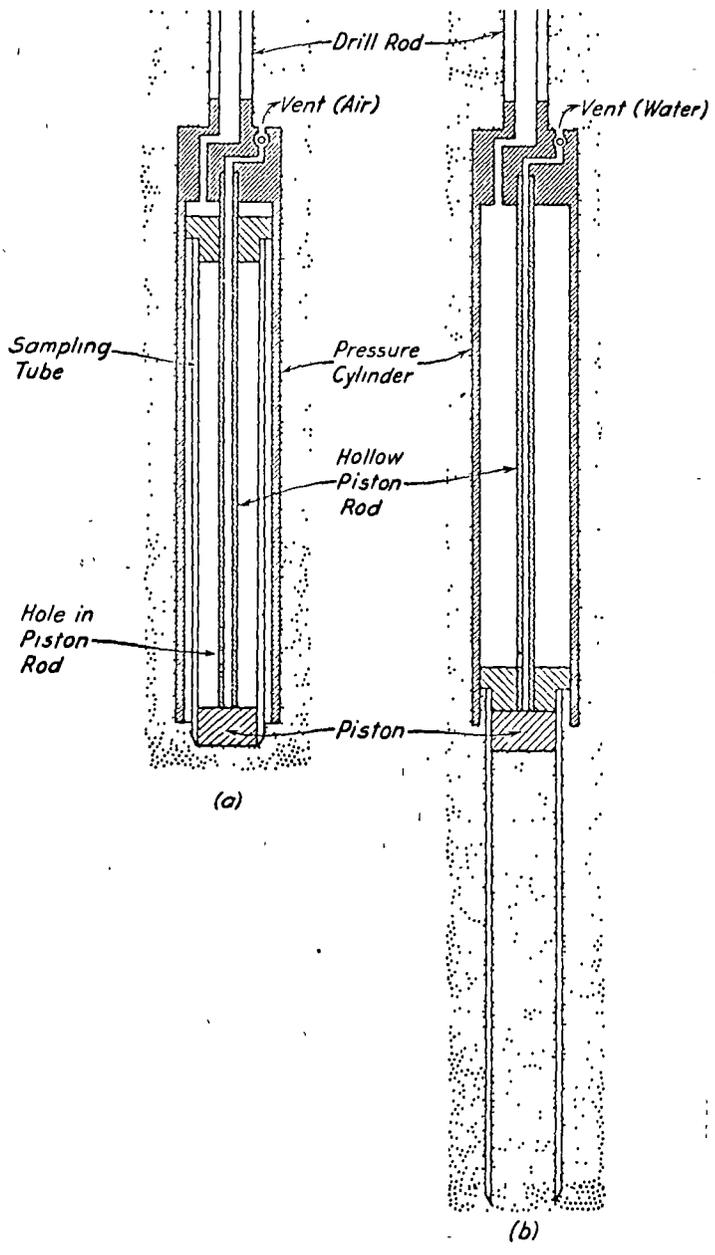
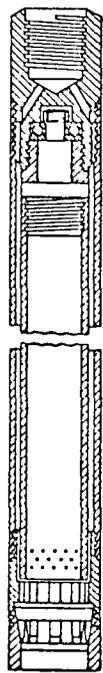
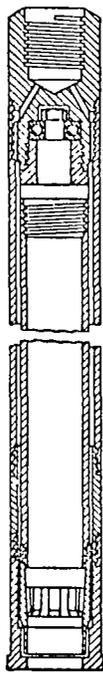


FIGURA No. 3

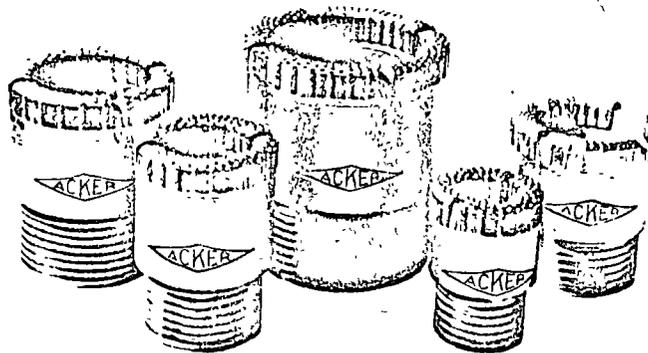


Standard
double-tube
core barrel



Series "M"
double-tube
core barrel

(a)



Diamond coring bits

(b)

FIGURA No. 4

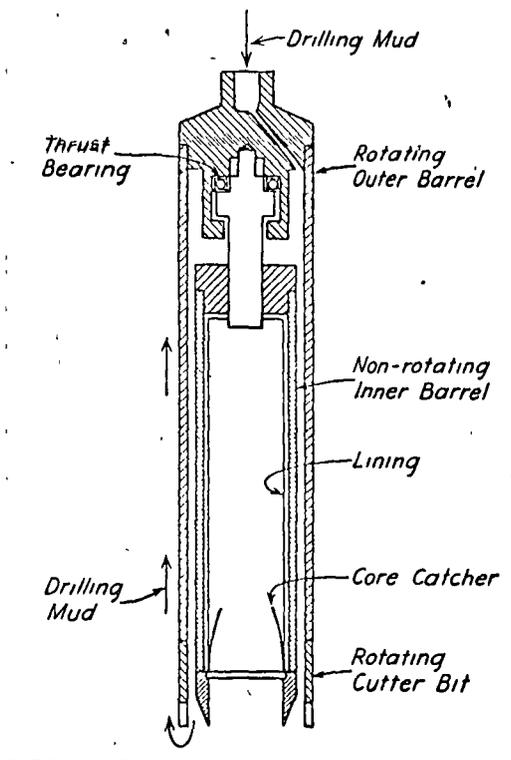


FIGURA No. 5

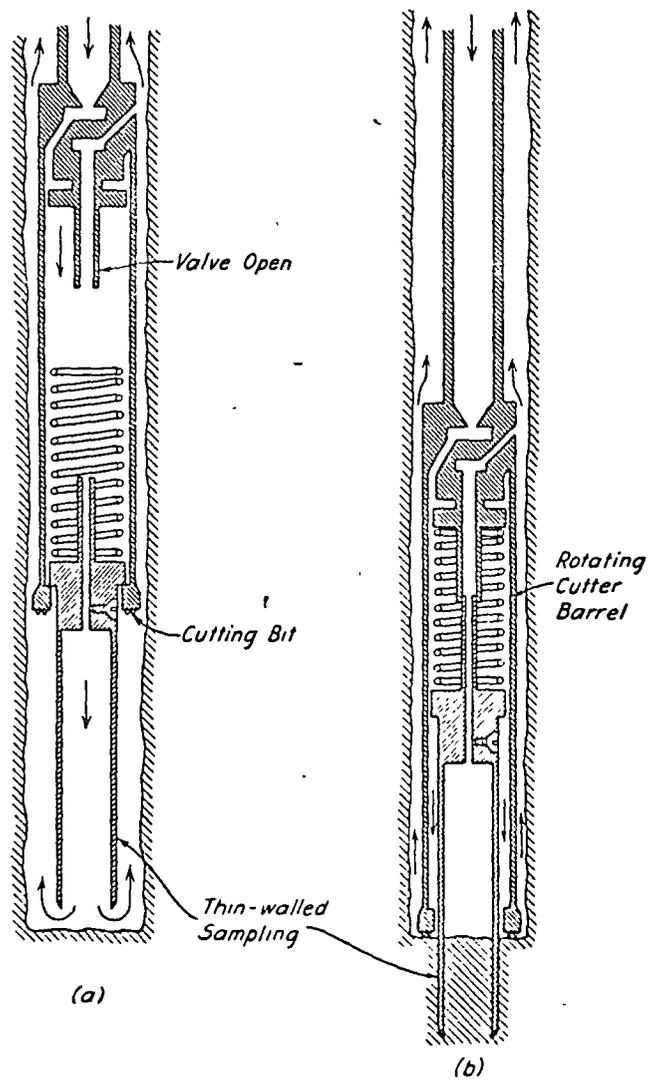


FIGURA No. 6

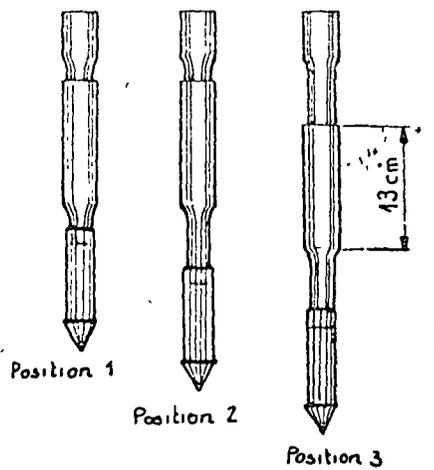


Fig. 22

FIGURA No. 7

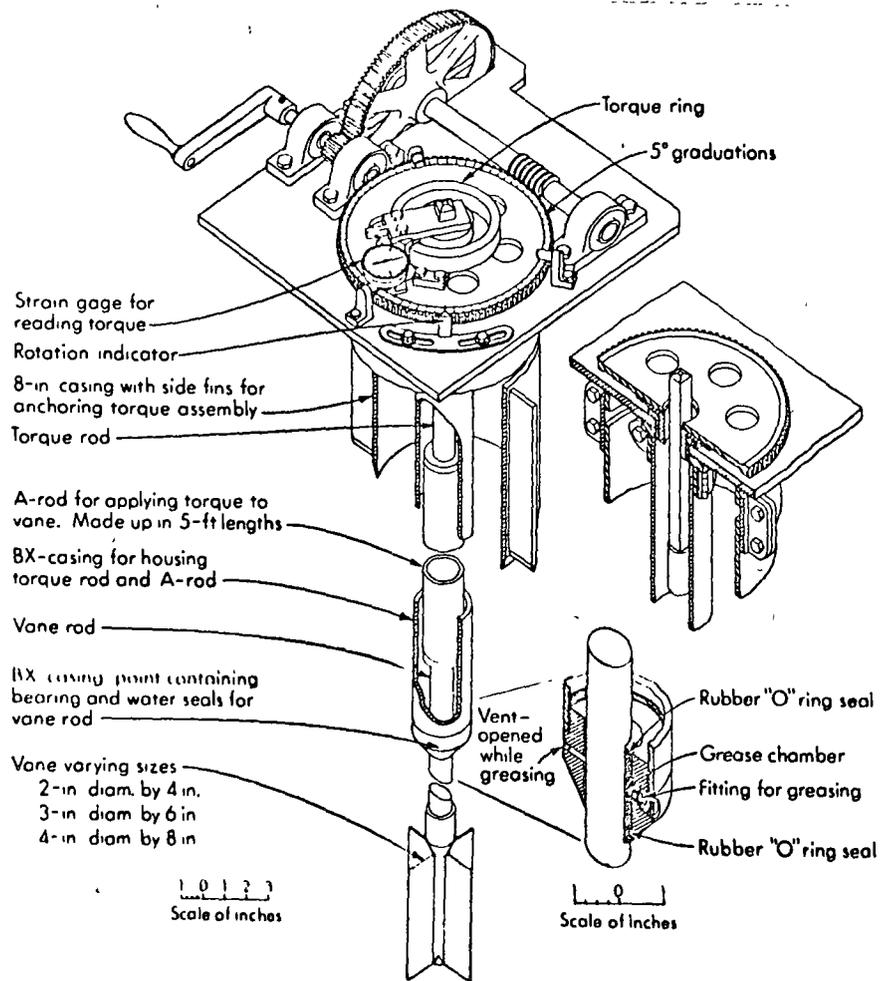


FIGURA No. 8

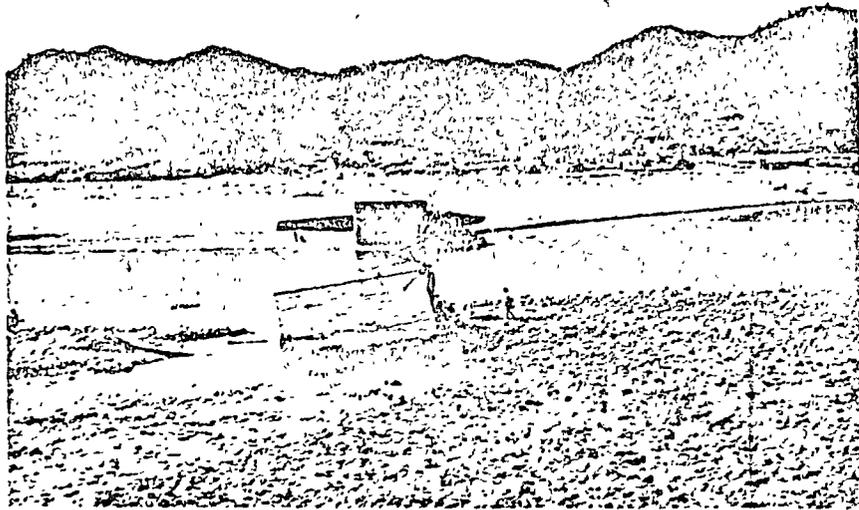


Foto 1. Falla del puente de Tecpan (1961). En primer término se ve una pila inclinada hacia aguas abajo; sigue después una pila con un amontonamiento de troncos en el frente, y por último el estribo inclinado hacia el cauce. Entre las dos pilas falta otra que fue arrastrada por la corriente.

FIGURA No. 9