

CAPITULO I

GENERALIDADES

Puente es una estructura que sirve para dar paso a una vía de transporte salvando una depresión del terreno, un curso de agua o cualquier construcción ubicada sobre la línea de esta vía de transporte. Consta de una superestructura, la cual lleva el tablero de paso, y la infraestructura, que son los elementos que transmiten la carga de aquélla al terreno de apoyo. La infraestructura la componen: a) los muros o columnas sobre los que descansa directamente la superestructura; b) su cimentación correspondiente, que puede ser zapata pilotes o cajones.

En la elección del cruce o de ubicación del puente, se tomará en cuenta no sólo el costo de éste en sí, no obstante ser esta estructura en sí costosa, sino que se lo considerará como formando parte de un todo, que es el camino o vía que liga regiones entre sí distantes, y cuyo costo es sólo un renglón del costo total. Esto nos induce a pensar que no siempre el cruce mínimo será la elección más adecuada para la ubicación del puente, ya que ésta dependerá de las condiciones topográficas, geológicas, hidráulicas y económicas; en breve, puede decirse que la elección del cruce debe tener buen alineamiento con el trazo general del camino y que el terreno de cimentación sea adecuado para resistir los esfuerzos a que se vaya a someter.

Art. I-1.— GENERALIDADES SOBRE PILAS Y ESTRIBOS

Pilas: Son los apoyos intermedios para la superestructura de un puente de claros múltiples. Los apoyos extremos del mismo los llamamos estribos.

Los estribos pueden clasificarse en:

- a).—Estribos para puentes de arco, que reciben empuje horizontal del mismo (coceo)
- b).—Estribos para puentes de trabes o armaduras, cuya carga principal es vertical; llevan, además, el empuje del material de los accesos del puente.

Las pilas se diseñan generalmente para cargas verticales que les im-

pone la superestructura, aunque pueden actuar como pila-estribo, en el caso de puente de arcos, a fin de asegurar la estabilidad de éste en un caso de falla de uno de los arcos. (Ver Fig. 1.)

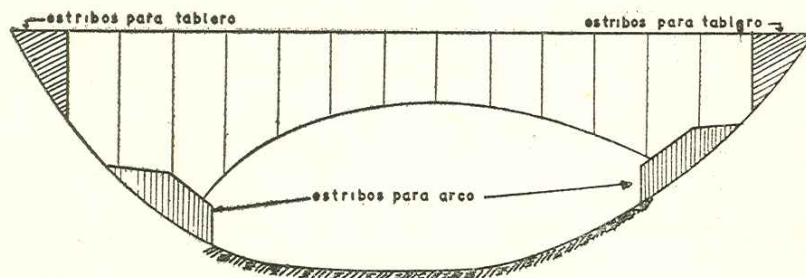


Fig. 1

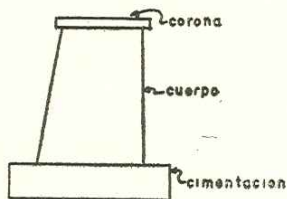


Fig. 2

Art. I-2.— PILAS

Llamamos "pila" a aquella parte de la subestructura que recibe la acción de dos tramos de la superestructura, teniendo como función el llevar estas cargas hasta el terreno en que se apoya en forma tal que los esfuerzos que estas cargas le imponen no excedan a los admisibles del terreno.

Generalmente adopta la forma de la Fig. 2, y consta de corona, cuerpo y cimentación; si se encuentra en el agua llevará, además, tajamares. El tipo y forma de la pila dependerá de las cargas que soporte, aunque en ocasiones lo que gobierna su selección son las condiciones de trabajo de la obra y el proceso de construcción impuesto por las mismas, o bien la disponibilidad económica de los materiales.

CARGAS DE DISEÑO DE PILAS.

Entre los tipos de cargas a considerar en el diseño y cálculo de una pila tenemos: (Ref. 15, Pág. 203 y Sigs.)

1.— Cargas de la superestructura, carga permanente, móvil y por cambio de longitud producido por variaciones de temperatura, defectos de fabricación, contracción de fraguado, etc.

2.— Reacciones desarrolladas por imperfecciones de los dispositivos de apoyo.

3.— Cargas generadas por el movimiento de las cargas vivas.

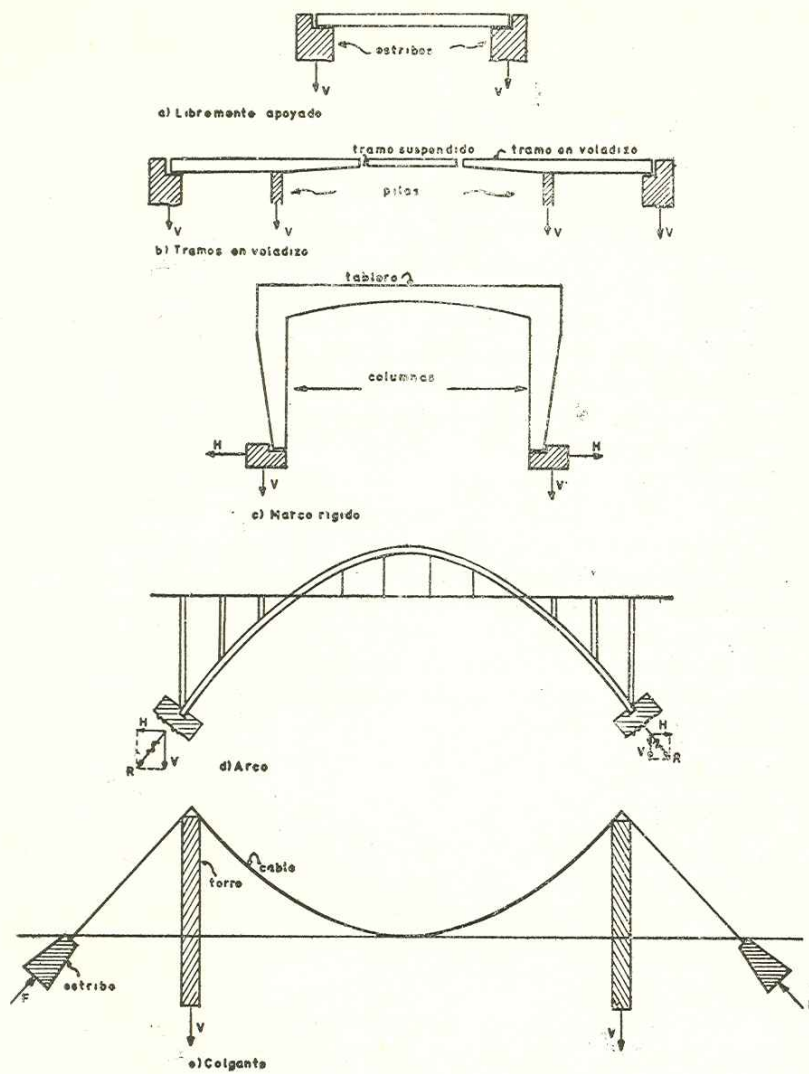


Fig. 3.

4.— Además, si el puente tiene curvatura horizontal, se presenta un empuje lateral por fuerza centrífuga.

5.— Cargas del agua: presión hidrodinámica de las secciones sumergidas.

6.— El impacto y fricción de las partículas sólidas arrastradas por la corriente puede producir erosión en la pila.

7.— Efecto de socavación (se discutirá en capítulo V).

8.— La acción de los cuerpos flotantes, como hielo y troncos de árboles, así como los efectos del viento, tanto en superestructura, infraestructura, como en la carga móvil;

9.— La subpresión del lecho de cimentación.

En relación con la presión hidrodinámica puede decirse que generalmente se desprecia su efecto en el análisis de cargas, ya que es pequeño comparado con las demás consideradas en el cálculo (Ref. 5, Art. 13-8).

Su determinación puede verse en Ref. 7; la resultante de las presiones sobre un cilindro interceptado por la corriente está dada por:

$$P_a = C d \gamma \frac{v^2}{2g} \quad ; \text{ por unidad de longitud de pila.}$$

En la que:

P_a = empuje resultante, Ton.

C = coeficiente (adimensional)

d = diámetro del cilindro, m.

γ = peso específico del agua, Ton/m³

v = velocidad de aproximación del agua, m/seg.

g = aceleración de la gravedad, m/seg².

El coeficiente C depende del número de Reynolds, $R = \frac{v d}{\nu}$

ν es el coeficiente de viscosidad cinemática.

$$C = 1.2 \text{ para } 50 \leq R \leq 2 \times 10^5$$

$$C = 0.3 \text{ para } 2 \times 10^5 \leq R \leq 1.7 \times 10^6$$

como $\gamma = 1000 \text{ Kg/M}^3$.

$g = 9.81 \text{ m/Seg}^2$.

$$P_a = 60 d v^2 \text{ para } 50 \leq R \leq 2 \times 10^5 \text{ y}$$

$$P_a = 15 d v^2 \text{ para } 2 \times 10^5 \leq R \leq 1.7 \times 10^6$$

Ambos en el sistema MKS gravitacional.

Experimentalmente se ha determinado que

$$P_a = 80 S v^2 \quad (\text{Ref. 8})$$

donde:

S = Superficie de pila determinada por el contorno de la proyección del tramo sumergido de la misma sobre un plano normal a la corriente.

Este empuje es paralelo a la corriente.

Cuando la forma de las pilas es distinta a la circular y están ubicadas esviajadas respecto de la dirección de la corriente (esto es común), se puede aplicar los resultados de experimentos en aerodinámica para determinar el empuje normal a la corriente P_{an} , siempre y cuando el ángulo de esviaje sea pequeño, ($\alpha \leq 10^\circ$).

$$P_{an} = 4 \alpha A v^2 \quad (\text{Sistema MKS gravitacional})$$

Donde:

A = área de pila proyectada en un plano normal a la corriente y limitada por el fondo de la corriente y su superficie libre;

P_{an} = fuerza normal o de sustentación.

EJEMPLO:

Para $\alpha = 10^\circ$, $A = 4\text{m} \times 5\text{m} = 20\text{m}^2$. $v = 4 \text{ m/Seg.}$

$P_{an} = 4 \times 10 \times 20 \times 16 = 12800 \text{ Kg} = 12.8 \text{ Ton.}$

Se supone que el punto de aplicación tanto de P_a como de P_{an} se halla en el límite del tercio superior.

Tomando en cuenta que una pila es un elemento relativamente esbelto, vemos la conveniencia de que la resultante de las cargas que recibe, se acerque lo más posible a la vertical, evitando así excentricidades, las cuales se traducen en la necesidad de un refuerzo excesivo, así como en un aumento de su sección transversal. Haciendo mínima la variación de la dirección de esta resultante se consigue, además, el diseño más económico de la zapata de cimentación. Cuando en el diseño se considera sólo a las pilas los requisitos de economía nos dan como resultado general claros con cargas casi verticales o arcos en los cuales sus coceos horizontales se hallen compensados.

Los puentes en arco modernos, tanto en concreto como en fierro, son muy ligeros, por lo que las cargas móviles tienen mucha importancia, ya que al haber en el apoyo un desplazamiento longitudinal compatible con la estabilidad de los arcos contiguos, la variación de sus líneas de presión será insuficiente para compensar sus coceos. Cuando esto suceda, deben esperarse desplazamientos incompatibles con la estabilidad de la pila debido a la flexibilidad de los arcos. En este caso es esencial que las pilas puedan absorber las diferencias de coceos. Esto puede encarecer demasiado el diseño de la pila. Se explica así la tendencia moderna a emplear traveses en lugar de arcos en puentes de claros múltiples.

Art. I-3.— INVESTIGACION GEOLOGICA.

Al fijar la ubicación de un puente y proceder al cálculo de su cimentación, debemos tener un conocimiento previo, lo más real posible, de las condiciones del subsuelo.

Debemos conocer los tipos de suelo encontrados en el sitio, sus características de resistencia, su estado de intemperización; si se encuen-

tra en capas de distinto material, su espesor y ubicación relativa, su inclinación, para de allí juzgar sobre el tipo de cimentación que más convenga usar de acuerdo con las características de la superestructura, cuya acción sobre el terreno puede esquematizarse en la Fig. 3.

La superestructura de un puente puede ser libremente apoyada en uno o más claros (Fig. 3-a); continua sobre los apoyos (pilas); en ménsula; en arco, o de marco rígido. Todos estos casos pueden ser de traveses de alma llena o de elementos triangulados, y su eje puede ser plano o curvo. Se encuentra además el tipo de puente "colgante".

Para cada uno de los tipos de superestructura enumerados arriba ha de hacerse un estudio cuidadoso respecto al tipo de sollicitud sobre el terreno y capacidad de resistencia del mismo en cualquier dirección.

Analicemos brevemente la importancia que tiene el conocimiento de las condiciones geológicas del sitio de ubicación de la obra. Refirámonos a la Fig. 4.

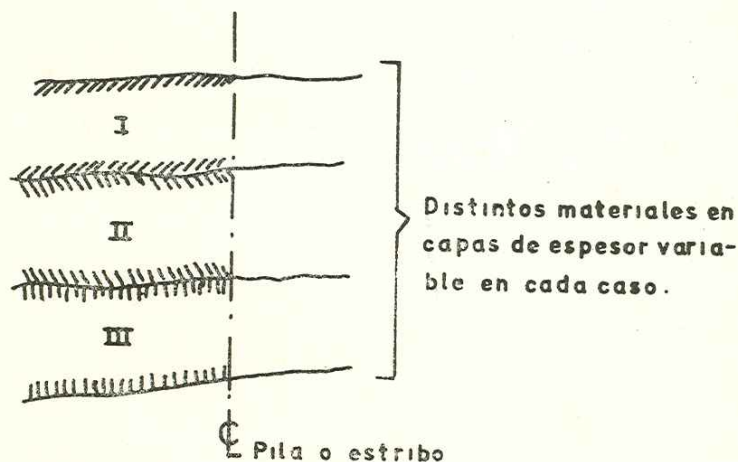


Fig. 4.- Perfil esquemático del terreno.

1.—Supongamos primeramente que el material I es bastante resistente y de espesor adecuado para soportar las cargas que le imponga la superestructura; sin duda que el tipo de cimentación a elegir será el de zapatas desplantadas sobre el mismo. Si este material I es arena-grava, hay que considerar los siguientes casos:

a).— Aunque éste es muy buen material de cimentación estando confinado, aquí no es muy bueno porque está libre y tiende a salirse bajo el efecto de las cargas, provocando asentamientos indeseables.

b).— Es fácilmente arrastrado por la corriente, produciendo socavaciones peligrosas, al menos que su espesor sea mayor que la profundidad de máxima socavación.

2.— Si el material I no es muy resistente pero sí de grande espesor, podemos pensar en usar:

a).— Pilotes por fricción que aprovechen este material (el tramo útil es el que se halla abajo de la profundidad de máxima socavación) si es medianamente resistente.

b).— Pilotes con apoyo de punta que descansen en algún manto resistente inferior, II o III.

c).— Cajones, que se apoyen en este material I, o que desciendan hasta otro más resistente, II o III.

d).— Respecto de este caso podemos agregar que si el material I es de aluvión y está saturado o sumergido puede ser riesgoso el uso de cajones abiertos ya que se presenta en el material una tendencia a fluir hacia dentro del cajón durante el descenso de éste, perturbando su estabilidad (puede inclinarlo). En tal caso se recomienda el uso de cajones neumáticos. Puede presentarse además casos como los que siguen:

3.— Que los mantos de materiales I II y III, etc., estén inclinados respecto a la horizontal, y puede suceder que aunque son muy resistentes

tes y estables para cargas normales a sus planos, se comporten de manera diferente para cargas tangenciales. Lo mismo puede ocurrir para mantos horizontales pero que llevemos a ellos cargas también horizontales, como en el caso de estribos de arcos o atraques de puentes colgantes.

4.— Puede ser que el manto de cimentación sea de origen calizo. La caliza es muy buen material de cimentación, pero se corre el peligro de que el agua disuelva alguno de sus componentes, provocando así la formación de cavidades. La presencia de corrientes de agua en este tipo de material puede arruinar la estabilidad de nuestra estructura.

Art. I-4.— GENERALIDADES SOBRE LA CIMENTACION

Los cajones tienen la misma función que los pilotes. Si se usan como apoyo de un puente, su única función es la de transmitir las cargas a un nivel inferior a la profundidad de máxima socavación, así como alcanzar un estrato de resistencia adecuada.

La diferencia esencial entre un cajón y un pilote está en el método usado en su colocación, así como en la influencia que éste tiene en la carga asignada a la cimentación sin el riesgo de asentamientos excesivos. Por ejemplo la hinca de pilotes con apoyo de punta se hace con martillo, que, aunque es rápido, en ocasiones habrá que suspenderse la hinca debido a que se ha alcanzado una resistencia al hincado que es mayor a la de diseño aún antes de alcanzar la profundidad de hincado. La hinca de los cajones se lleva a cabo generalmente por un proceso más lento que el empleado en pilotes y que puede hacerse en forma continua hasta alcanzar la profundidad de proyecto, por lo que las ventajas del uso de cajones respecto del de pilotes depende mucho el tipo de suelo y sus condiciones.

Por ejemplo: al hincar un pilote en terreno blando hasta un estrato de arena densa, la punta de aquél va compactando el manto, llegándose a tener una resistencia a la penetración varias veces mayor que la que se ofrece a un cajón de las mismas dimensiones, ya que el proceso de hincado de éste no hace compactarse la arena, sino que, por el contrario,

le facilita su expansión. Por otro lado, si el estrato resistente está subyacente a capas alternadas de arcilla y arena, el proceso de hincado del pilote habrá de ser discontinuo, lo que no sucederá con el hincado de los cajones; ante esto, probablemente el uso de cajones es más seguro y económico que el de pilotes.

**Art. I-5.— ESFUERZOS ADMISIBLES EN TERRENOS ARENOSOS
PARA CIMENTACION DE PILAS.**

Prácticamente, casi toda la carga de un cajón la toma su base. Por ello, en la carga admisible en un cajón rodeado de material suelto, no se tomará en cuenta la fricción superficial.

El tramo de cajón cubierto por material arenoso de poca compresibilidad puede ser capaz de tomar una buena parte de la carga del mismo por fricción superficial, pero sucede que en épocas de avenidas todo este material es generalmente arrastrado, al menos temporalmente, por lo que, aún tratándose de cajones completamente cubiertos por este material, deberá suponerse que la carga de éste se transmitirá totalmente hasta su base. Para el diseño del apoyo del cajón deberá tomarse en cuenta el hecho de que no habrá asentamientos; por ello, el valor soporte admisible quedará determinado exclusivamente por consideraciones de asentamientos.

El asentamiento de un área cargada en arena dependerá principalmente de las condiciones de esfuerzos previas a la aplicación de la carga. El proceso de construcción de un cajón involucra la excavación de un pozo; a esto va asociada la liberación de esfuerzos de la arena dentro del pozo y alrededor de la pared del cajón. Si la profundidad del pozo es mayor de 4 o 5 veces el diámetro, el estado de esfuerzos en el fondo del mismo es independiente de esta profundidad, prácticamente. Por tanto, es de esperarse que la influencia de la profundidad de desplante del cajón en los asentamientos de la misma, sea pequeña comparada con la que tiene en la capacidad máxima de carga del terreno; de ello puede admitirse que la capacidad de carga de cajones desplantados sobre arena será doble de la admitida para zapatas desplantadas en el mismo terreno.

Cuando el esfuerzo impuesto a este terreno por las cargas no exceda al que dá la capacidad máxima de carga, el asentamiento no pasará generalmente de 2 o 3 cm. Es más, si todas las pilas del puente, cimentadas en el mismo terreno, tienen aproximadamente la misma carga de sustentación, los asentamientos no excederán de 1 cm. Cuando exista el peligro de la socavación, en que el material sea arrastrado temporalmente, los valores de capacidad máximos de carga a tomar en el terreno corresponderán a los dados para una zapata de las mismas dimensiones desplantada en el mismo terreno y en condiciones de saturación.

Art. I-6.— CAJONES CIMENTADOS SÓBRE ARCILLA.

La determinación de la capacidad máxima de carga en cajones cimentados sobre arcilla resistente, sigue las mismas reglas que la cimentación de zapatas sobre el mismo material, independientemente de la profundidad de desplante de las mismas.

Art. I-7.— CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS CILINDRICAS. (Ref. 1).

Como la sección transversal de las pilas es generalmente pequeña comparada con la longitud de las mismas, es de suponerse que, por lo menos, un pequeño porcentaje de la carga de la pila es trasmitida por fricción y adherencia entre las caras de ésta y el terreno circundante. La carga crítica Q_d en una pila con profundidad de desplante D_f puede expresarse como:

$$Q_d = Q_{pr} + 2\pi r f_s D_f \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

en la que Q_{pr} representa la carga crítica en la base de la pila, r es el radio de la base y f_s es la suma de la fricción y la adherencia por unidad de área de contacto entre pila y suelo.

En la Fig. 5, se muestra un corte esquemático de la pila. Esta no puede fallar sin desplazar la masa de material de apoyo hacia afuera y arriba según se indica por las flechas curvas. Pero, además actúan las fuerzas t del cortante entre esta masa y el terreno circundante y el peso W de esta masa.

El valor de los esfuerzos cortantes, t , depende, entre otros factores, de la compresibilidad del terreno.

Si $t = 0$, el valor de Q_{pr} de (1) equivaldría al obtenido en (2). Como la determinación del valor de los esfuerzos cortantes y su influencia en la capacidad de carga son muy inciertos, es preferible despreciarlos y obtener Q_{pr} mediante la fórmula (2). El error cometido está del lado de la seguridad, aunque los valores experimentales muestran que son muy pequeños.

En el segundo término del segundo miembro de la Ec. (1) aparece la fricción superficial, f_s . Pero el valor de f_s no puede calcularse, ni aún aproximadamente, por pruebas de laboratorio, ya que no se conocen los estados de esfuerzos en las superficies de contacto. Por lo que f_s tendrá que ser estimado mediante datos empíricos, resultado de observaciones de campo.

Art. I-8.— COMO VALUAR f_s (Ref. 6, Pág. 59)

Al ir excavando dentro de un cajón del tipo de pozo indio, el suelo circundante al cajón se apoya en las paredes de éste. Se van agregando secciones al cajón a medida que éste desliza, penetrando en el terreno. Este movimiento de deslizamiento se ve impedido por la fricción superficial, para vencer la cual hay que lastrar los muros del cajón, lo cual es engorroso y costoso. Los cajones de concreto reforzado, debido a su peso, no requieren de lastre para descender, por lo que se usan con mucha frecuencia y se diseñan de modo que pueden vencer con su peso a la fricción superficial en cualquiera etapa de la construcción. De aquí que haya necesidad de conocer de antemano el valor de la fricción superficial, pero la experiencia ha demostrado que los métodos teóricos usados para valorarla mediante pruebas de laboratorio no son de confiar. La principal fuente de información existente respecto a la fuerza de fricción son los registros de cargas necesarias para poner en movimiento las pilas cuya hincia había sido suspendida. Estos registros indican que para un suelo dado la fricción superficial unitaria alcanza un valor sensiblemente constante más allá de una profundidad de aproximadamente 7.5 M. La ta-

bla I da los valores obtenidos para cajones de entre 7.5 M. a 38.0 M. Estos valores no son muy exactos ya que el valor de f_s es función de la forma de la sección de la punta del cajón, del método de excavación y del diámetro del cajón.

TABLA I (Ref. Pág. 308)

Valores de la fricción superficial

TIPO DE SUELO	FRICCION SUPERFICIAL	
	Kg/cm^2	
Limo y arcilla blanda	0.07	0.30
Arcilla muy dura	0.48	1.9
Arena suelta	0.12	0.34
Arena compacta	0.34	0.68
Grava compacta	0.48	0.96

La capacidad de carga de sustentación total que puede adjudicarse, dentro de los límites de seguridad, a una arcilla que sirve de apoyo a una pila es igual a la suma de la carga permisible en la base de la pila más el peso efectivo del material extraído de dentro de la pila durante su construcción, de ahí la conveniencia de que sean huecas.

Los asentamientos de pilas cimentadas en arcilla dependen en gran parte de la historia de carga de la misma. La cimentación de pilas en arcillas sujetas a esfuerzos pequeños es antieconómica, haciéndola prohibitiva los asentamientos que de ello puedan esperarse. Tal es por lo que la cimentación de pilas en arcillas se hace sólo cuando éstas son precomprimidas, o sea que se hallan a buena profundidad bajo la superficie del terreno.

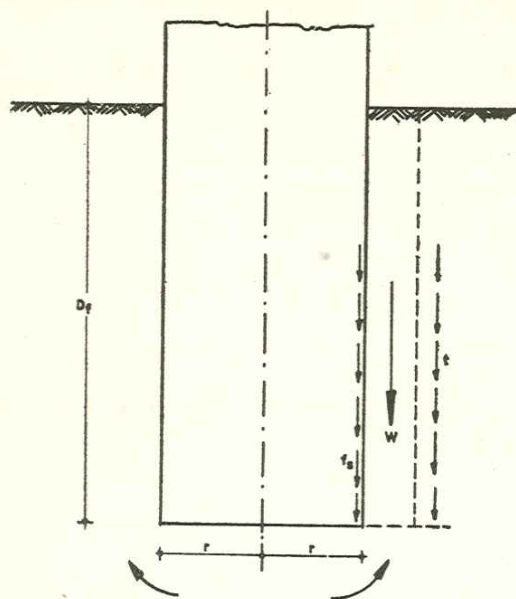


Fig. 5

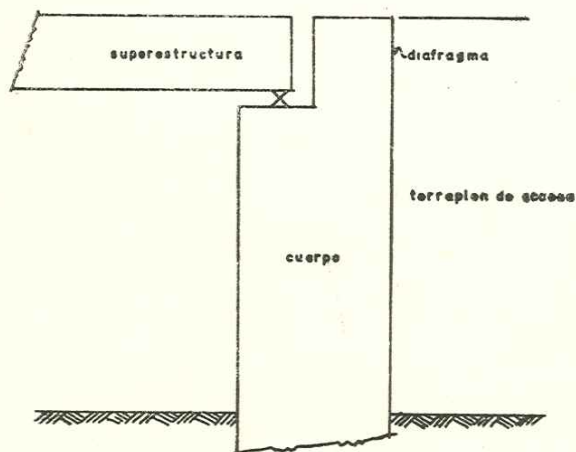


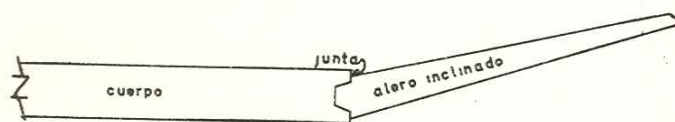
Fig. 6 - Sección esquemática del cuerpo de un estribo.

Art. I-9.— GENERALIDADES SOBRE ESTRIBOS

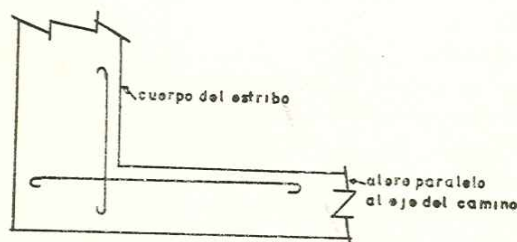
Un estribo es la parte del puente que sirve de elemento de enlace de la superestructura de éste con los terraplenes de acceso al mismo. Sirve además como muro de contención y como elemento de protección de los accesos contra la socavación de las corrientes de agua.

Puede afectar formas muy variadas y construirse de materiales como: mampostería de piedra, concreto ciclópeo, concreto simple, concreto armado, etc.

Un estribo consta esencialmente de muro frontal o cuerpo y muros laterales o aleros, con su cimentación correspondiente. Véase en la Fig. 6 un croquis de la sección transversal de un estribo. Los aleros pueden ser inclinados respecto al camino o ser paralelos a éste. Su unión con el cuerpo del estribo puede ser articulada o monolítica. Ver Fig. 7. (Ref. 5, Art. 14-3).



a) Planta, unión alero-cuerpo con articulación



b) Planta, unión alero-cuerpo monolítica

Fig 7

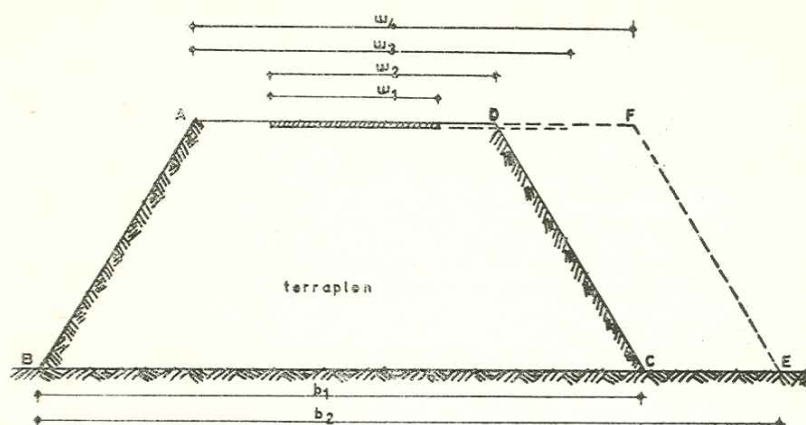


Fig. 8

El hecho de proyectar los aleros inclinados respecto a la dirección del agua es con el fin de encauzar el paso de la corriente bajo el puente, evitando turbulencias que provoquen socavaciones en el lecho y márgenes de la misma.

El proyecto de la forma y dimensiones del estribo dependerá de la calidad del suelo de cimentación, y de la sección transversal de los terraplenes de acceso. Debe estudiarse cuidadosamente las condiciones de estabilidad del terraplén de acceso y del suelo que lo soporta, bajo distintos estados de sobrecarga y para diferentes profundidades del nivel freático. Debe asegurarse que en ninguna época del año se presentará la inminencia de un círculo de falla que afecte la estructura. Ante la posibilidad de un caso de éstos, sujétese la cuña de falla al resto del suelo mediante anclas de acero o pilotes de concreto inclinados que tomen por compresión el empuje de dicha cuña, si es practicable económicamente, de otro modo, tendrá que acortarse los terraplenes de acceso mediante viaductos.

El diseño del estribo define el proceso de construcción, ya que el estado de esfuerzos de cimentación dependerá de si se construye primero los terraplenes de acceso (se tendrá el empuje de tierras, que es horizontal) y luego la superestructura del puente o si se procede a la inversa.

En la ubicación del estribo se tendrá en cuenta las siguientes consideraciones:

a).— En condiciones uniformes del terreno según el eje del camino o vía, el estribo se localiza en el punto en que los costos respectivos de estructura de puente y terraplén de acceso sean idénticos (el costo del estribo se supone constante).

Como el terreno no es uniforme en general, se tendrán los siguientes casos:

b).— Si el terreno es arcilla blanda o limo, se pueden presentar asentamientos por flujo lateral bajo la acción de las cargas impuestas por los terraplenes, por lo que habrá que recoger los terraplenes y extender la estructura del puente.

El costo de la superestructura de puente varía linealmente con el ancho de la misma, no así el costo de los terraplenes de acceso, según se ve de la Fig. 8 por lo que en el caso en que caminos o vías entronquen para hacer uso del mismo puente, en general el estribo se localizará en el punto de enlace.

c).— La presencia de un obstáculo como camino, vía ferroviaria, etc., puede determinar la ubicación de un estribo. También se tomará en cuenta la simetría del puente respecto de su eje transversal.

d).— Las condiciones geológicas del subsuelo pueden también determinar la selección de la ubicación.

e).— El peligro de socavación, así como los claros y luces exigidos en el caso de canales de navegación, influenciarán la selección del sitio de ubicación.

La función esencial de un estribo es transmitir las cargas de la superestructura al terreno, así como resistir los empujes de tierras; el valor relativo de estas cargas así como la condición de las mismas determinarán la forma del estribo.

En general, se tendrá un muro que será de contención con elementos de apoyo en su parte superior, y muros laterales, formando cierto ángulo con el cuerpo del estribo. Ver. Figs. 9, 10 y 11.

En forma general tendremos que considerar, para el cálculo de un estribo la resistencia de materiales y del terreno en la misma forma que para pilas. Las cargas a considerar son: (Ver apéndice 2)

a).—Carga permanente de la superestructura;

b).—Carga móvil;

c).—Carga de frenaje y de fricción;

d).—Carga de viento, normal y tangencial;

Estas cargas se calculan en la misma forma que para pilas. Además:

e).—Cargas o empujes de tierras.

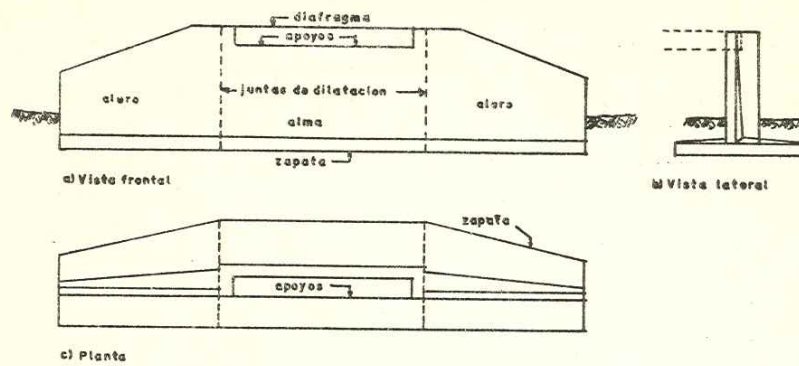


Fig. 9. Estribos con aleros en linea recta.

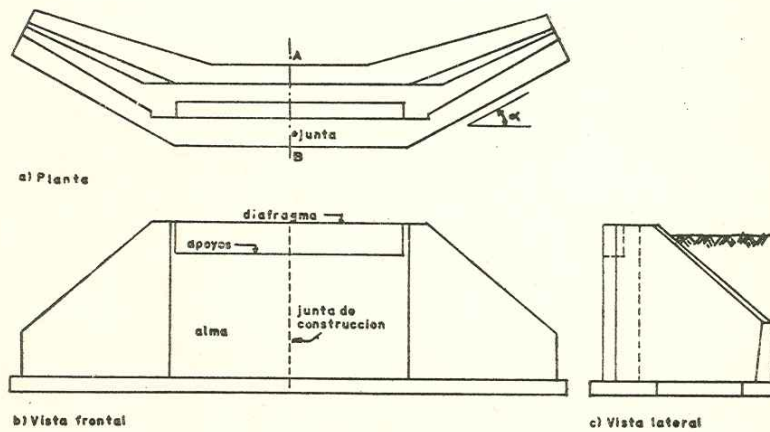
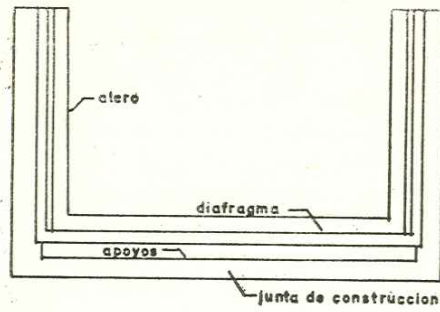
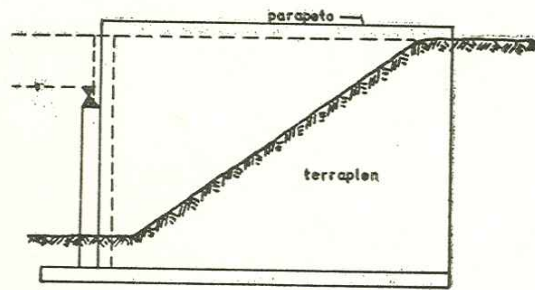


Fig. 10. Aleros en angulo



a) Planta



b) Vista lateral.

Fig.II. Estribo en U.

Para el cálculo del empuje de tierras puede emplearse el método gráfico de Culmann, basado en la teoría de Coulomb sobre empuje de tierras.

Coulomb supone que cualquier punto sobre el paramento oculto de un muro de contención puede ser el origen de una superficie de falla, y que ningún muro puede fallar sin que se haya presentado en él una deformación tal que satisfaga la condición de deformación correspondiente al estado plástico del terreno.

Coulomb supone además que la superficie de falla es plana y no curva como muestra la Fig. 12. El error introducido es pequeño y puede despreciarse.

La línea cortada indica la condición de deformación correspondiente al estado de falla.

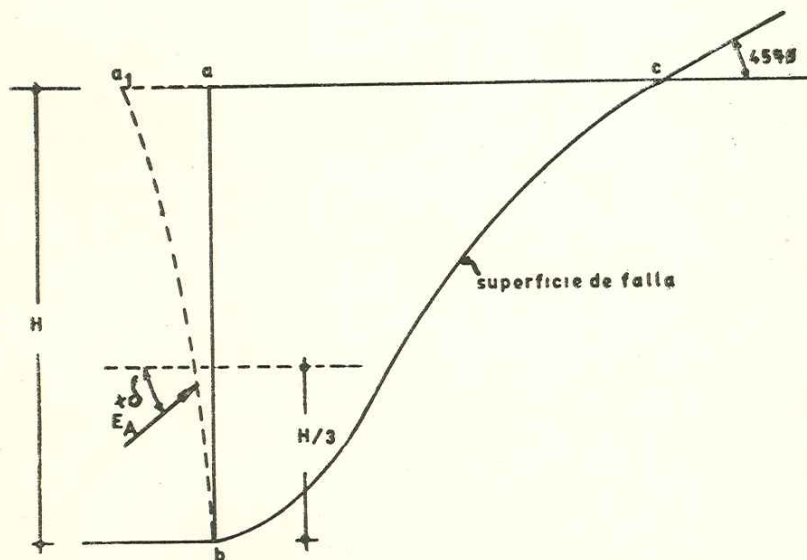


Fig. 12

Según la Fig. 13-b, supongamos que la línea bc, nos representa el plano de falla. La condición de equilibrio se muestra en la Fig. 13-b, y en la c.

En la Fig. 13, W, es el peso de la cuña de falla a b c vertical; E, es la reacción del muro, que forma un ángulo θ con la vertical y un δ con la normal a la superficie del muro; δ es el ángulo de rozamiento del muro, y F, es la reacción del terreno sobre la cuña y forma un ángulo ϕ con la normal a la superficie de falla (ϕ es el ángulo de resistencia al cortante del terreno sobre la superficie de falla; será el valor promedio si hay distintos materiales) ya que se supone que se ha vencido por completo la resistencia al cortante del material.

Como se conoce W, y las direcciones de E, y F, del polígono de fuerzas puede determinarse los valores de E, y F. Con varios intentos podrá determinarse el valor (Ref. 2) máximo de E, , que nos dará la solución al problema.

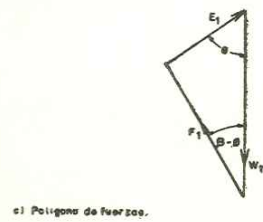
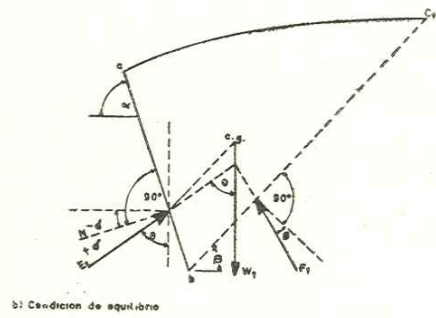
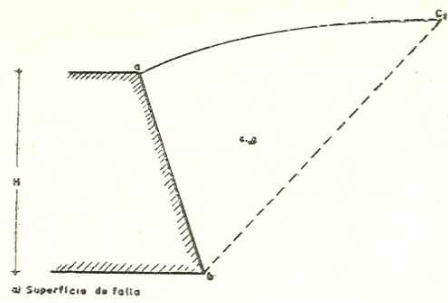


Fig. 13

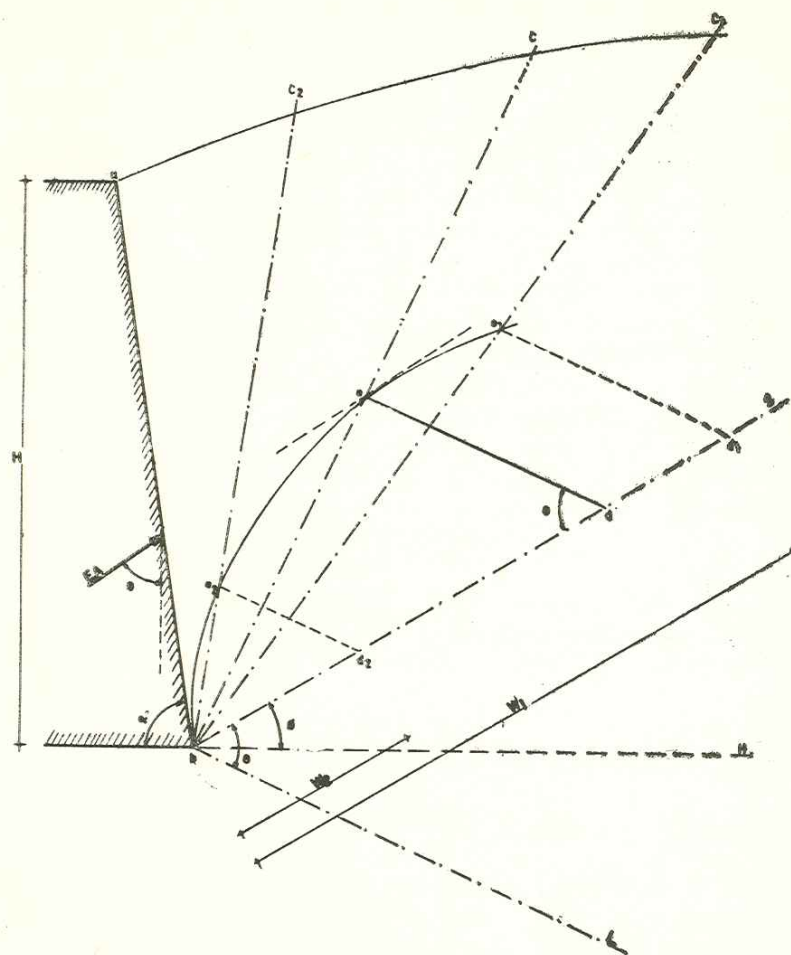


Fig.14. Construcción grafica de Culmann.

El procedimiento gráfico de Culmann se explicará con auxilio de la Fig. 14. Trácese la recta bS con un ángulo ϕ respecto de la horizontal y con origen en la esquina inferior del paramento cubierto del muro. Esta línea se conoce como "línea de talud" del material. Enseguida trácese la "línea de empuje de tierra" bL , formando con bS un ángulo θ (el ángulo θ está determinado por la vertical y la línea de acción de la resultante E_1 ; depende de γ y de α). (Ref. 1).

Calculemos el peso W_1 de la cuña abc_1 , arriba del plano de falla bc_1 supuesto; llévase este valor a una cierta escala a bS obteniéndose el punto d_1 . Trácese luego la recta d_1e_1 paralela a la bL . Por semejanza de triángulos entre el d_1e_1b de la Fig. 14 con el polígono de fuerzas de la Fig. 13-b, la distancia d_1e_1 es igual al empuje E_1 correspondiente al plano de falla bc_1 . Repitiendo el proceso con distintos planos de falla supuestos se van encontrando los puntos e_2, e_3 , etc., cuya unión nos da la curva C conocida como línea de Culmann. Trazando una tangente a C paralela a bS se encuentra el punto e . La distancia ed representa a E_1 y el plano real de falla es el que pasa por e .

La línea de aplicación de E_1 puede suponerse con mucha aproximación que se halla en la intersección del plano del paramento oculto del muro, Ab y el plano paralelo a bS que pasa por el centro de gravedad de la cuña de falla, $00'$. Véase Fig. 15.

Art. I-10.— GENERALIDADES SOBRE PILAS

Formas comunes de pilas

El diseño de las pilas, como todo elemento estructural, obedece normas de la Resistencia de Materiales, tratando de conjugar la economía en el

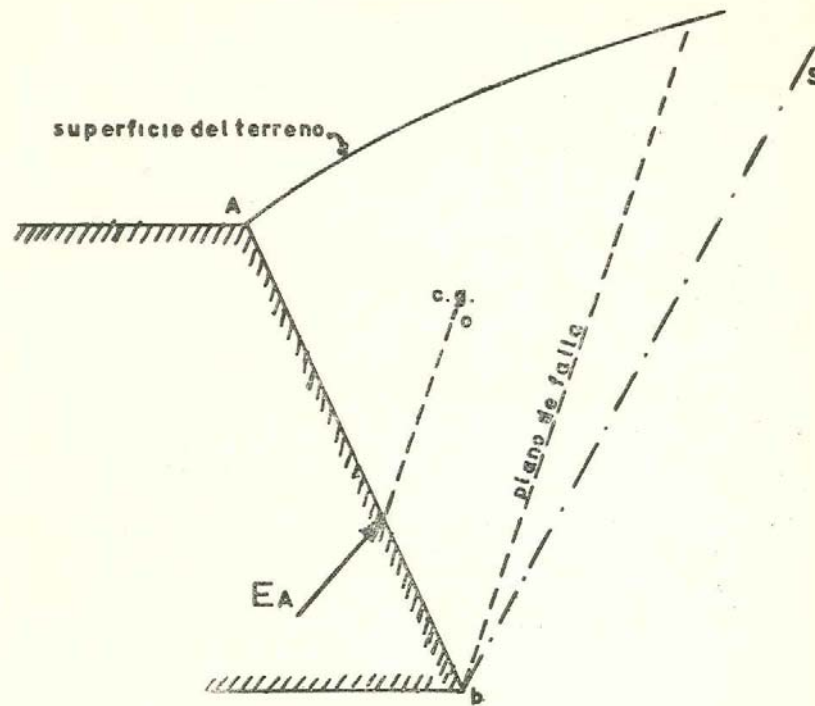


Fig.15

diseño, simplicidad de construcción, estabilidad y resistencia y una buena apariencia. El cuerpo de la pila puede ser un muro sólido paralelo a la corriente o elementos esbeltos o columnas. Puede ser una sola columna robusta con cabezal en doble voladizo, o bien de dos o más columnas. Véase en la Fig. 16 algunos ejemplos.

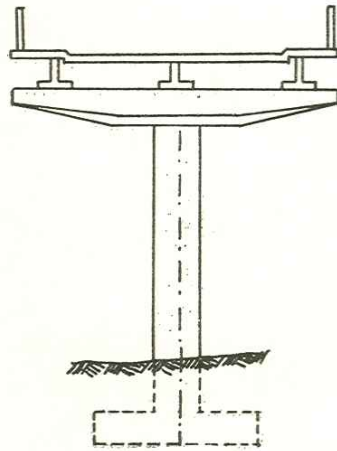
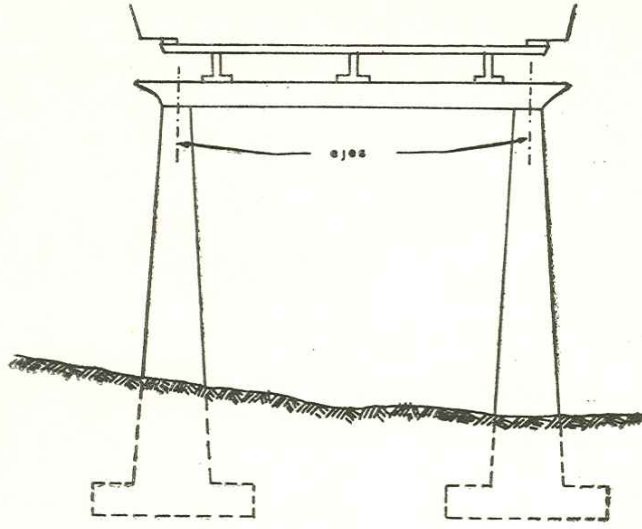


Fig. 16
—59—

Si el terreno lo permite, la cimentación puede ofrecer a la pila cierto grado de empotramiento, como en los casos de la Fig. 16, o, de lo contrario, habrá que dar a la pila capacidad de desplazarse lineal o angularmente, mediante rótulas, según Fig. 17.

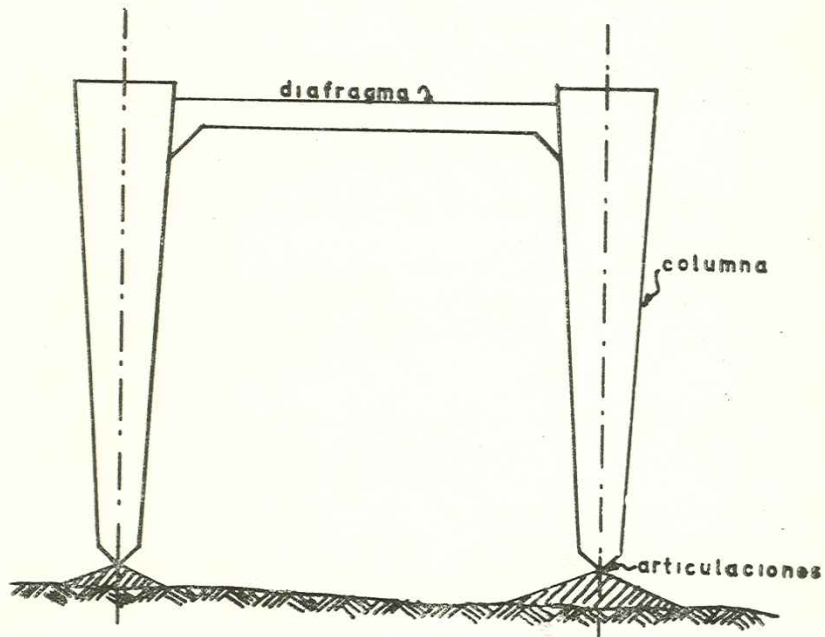


Fig.17

Respecto a dispositivos de apoyo de superestructura a pilas tenemos dos casos:

a).— Sólo hay cargas verticales y horizontales transversales al puente.

b).— Hay, además, cargas horizontales longitudinales,

Los dispositivos de apoyo deberán diseñarse para que se cumplan con uno de estos casos, según se requiera.

La Fig. 18 muestra un esquema del tipo de apoyo que no trasmite cargas horizontales longitudinales o tangenciales. Es una mecedora que permite el movimiento longitudinal de la superestructura, respecto de la pila.

La Fig. 19 nos da la solución al 2o. caso.

Art. I-11.— DEFINICION DE TERMINOS Y EJEMPLOS

Según lo dicho en el capítulo anterior para el diseño de una pila de puente necesitamos conocer:

1.—Carga permanente.

a).— El peso estimado de la superestructura W , aplicado en los dispositivos de apoyo, Véase Fig. A-1. Apéndice 1.

b).— El peso propio de la pila, W_p . Debe tomarse en cuenta las fuerzas de flotación (Ley de Arquímedes) sobre las partes sumergidas de la pila, en condiciones de estiaje y en las de avenida (i. e., N. A. Mín. y N.A.M.E.).

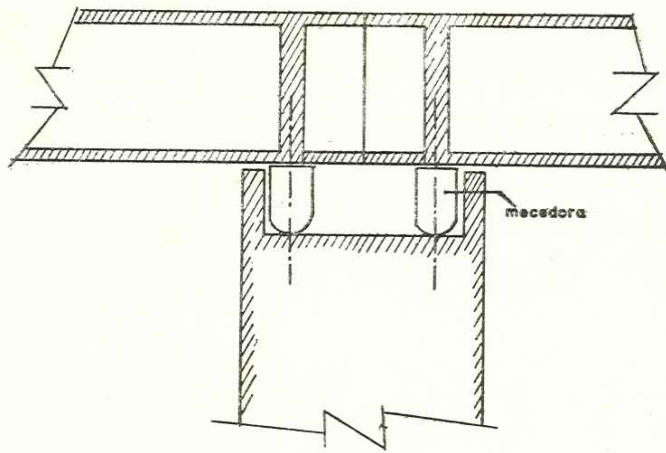


Fig. 18. Apoyo móvil.

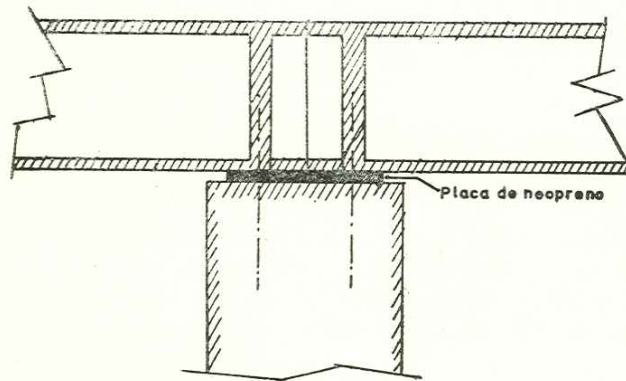


Fig. 19. Apoyo fijo.

c).— El peso del terreno, W_t , sobre las secciones salientes de las zapatas, en condiciones de estiaje y de aguas máximas.

2.— Cargas vivas.

a).— M , o sea las cargas móviles teóricas; en ellas no se toma en cuenta el impacto tratándose de puentes carreteros, pero sí en el caso de puentes de ferrocarril, de claro menor de 60 M. Ver Fig. A-2, Ap. 1.

b).— M_l = Fuerza longitudinal producida por el paso de cargas vivas, que se traduce en un cortante en los apoyos y en una carga vertical adicional que puede despreciarse al hacer las estimaciones preliminares. Ver Fig. A-3, Ap. 1.

c).— M_n , carga normal o transversal producida por el paso de las cargas vivas, despreciables en puentes para caminos; en puentes de ferrocarril de una sola vía, se tomará 9100 kg. sobre la corona de las pilas; a esta carga se sumará la centrífuga en caso de tener curvatura horizontal.

3.— Cargas de Viento.

a).— Carga normal producida por el viento sobre la superestructura V ; puede tomarse como 150 Kg/M², pero en caso de estructuras grandes se tomará $V=225$ Kg/M², aplicada a $1\frac{1}{2}$ veces el área de la sección lateral de los tramos adyacentes de la pila. Para efectos de estimación preliminar véase Fig. A-4, Ap. 1. (Ref. 10).

b).— V_l s, carga longitudinal producida por el viento al soplar en diagonal, generando así mismo una carga normal V : Ver Fig. A-5.

Generalmente la peor condición que se presenta en una pila ocurre cuando el viento sopla con una inclinación de 45°. En el caso de pilas muy esbeltas es aconsejable incrementar las fuerzas de viento en un 50% y considerar la estabilidad de las pilas para la condición de cargas permanentes únicamente.

c).— V_{np} , carga de viento normal sobre la pila.

d).— V_{lp} , carga de viento longitudinal sobre la pila.

4.— Otras Cargas.

a).— Fuerzas de sismos. Se consideran sólo en regiones sísmicas y se supondrá que se generan sólo sobre carga permanente y vale el peso de la superestructura multiplicada por el coeficiente sísmico α , más el peso de la pila por el Coef. α aplicadas cada una en su correspondiente centro de gravedad. El coeficiente de sismicidad, α se puede considerar generalmente como 0.10.

b).— Colisión. Debido a troncos de árboles, hielo, embarcaciones en cursos navegables, que ocurren durante las tormentas. Esto debe evitarse más por consideraciones a las embarcaciones que a las pilas del puente, por lo cual debe construirse una protección de madera alrededor de las pilas.

c).— Fricción. Son las cargas desarrolladas por las imperfecciones de los dispositivos de apoyo de la superestructura sobre la pila.

d).— Socavaciones. (Este efecto se discutirá en capítulo V).

Como se comprende no todas estas cargas actúan simultáneamente y las especificaciones estipulan grupos de combinación de estas cargas para efectos de diseño dentro de los rangos de seguridad supuestos. (Ver tabla II) por lo que habrá de considerarse la probabilidad de que se presente cada uno de estos grupos.

(Refs. 10 y 15).

TABLA II
ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL TERRENO PARA VARIAS
COMBINACIONES DE CARGA

Grupo	I = P + CM + I + Es + F + EA — — — — —	p
"	II = P + Et + F + Ea + 22 Kg de V — — — — —	1.25 p
"	III = Grupo I + CMI + 7 Kg. de V + 1/2 Vm — — — — —	1.25 p
"	IV = Grupo I + N + C + T — — — — —	1.25 p
"	V = Grupo II + N + C + T — — — — —	1.40 p
"	VI = Grupo III + N + C + T — — — — —	1.4 p
"	VII = P + Et + F + Ea + S — — — — —	1.33 p

$$\begin{array}{rcl}
 \text{" VIII} & = & \text{Grupo I} + \text{H} \text{ --- --- --- --- --- } 1.40 \text{ p} \\
 \text{" IX} & = & \text{Grupo II} + \text{H} \text{ --- --- --- --- --- } 1.50 \text{ p}
 \end{array}$$

Donde:

P = Carga Permanente
 CM = Carga Móvil
 I = Impacto
 Et = Empuje de tierras
 F = Fuerza de flotación
 V = Fuerzas de viento sobre la estructura
 Vm = Fuerzas de Viento sobre carga móvil = 300 Kg/ml
 CMI = Fuerza longitudinal de la carga móvil
 N = Fuerzas de contracción de nervaduras
 C = Contracción de fraguado
 T = Efectos de temperatura
 S = Sismo
 H = Hielo

EJEMPLO:—

Determinése las dimensiones generales de la pila No. 1 de la Fig. 20, compruébense luego los esfuerzos máximos en el terreno y la estabilidad de la pila. La capacidad última del terreno se tomará sólo para condiciones de carga máxima accidental y de poca duración a fin de evitar asentamientos que comprometan la estabilidad de la estructura.

Nos sujetaremos a un factor de seguridad no menor de 1.5 para la condición crítica de cargas. En el esquema (d) damos un perfil del terreno y sus correspondientes valores de capacidad de carga se dan a continuación:

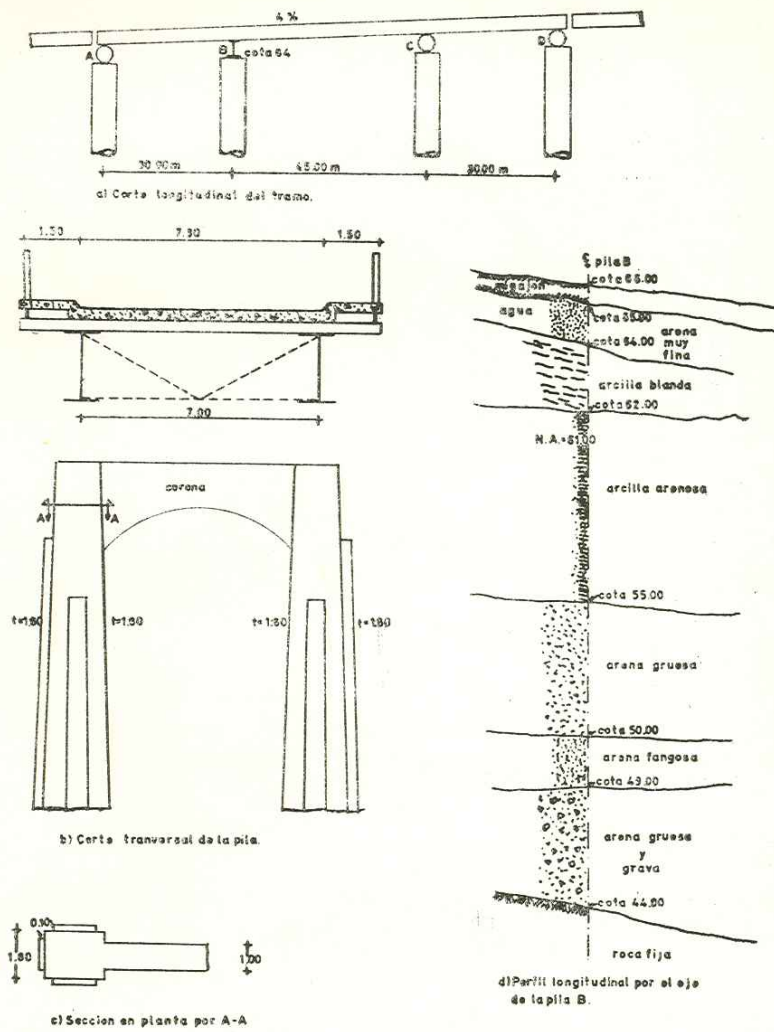


Fig. 20

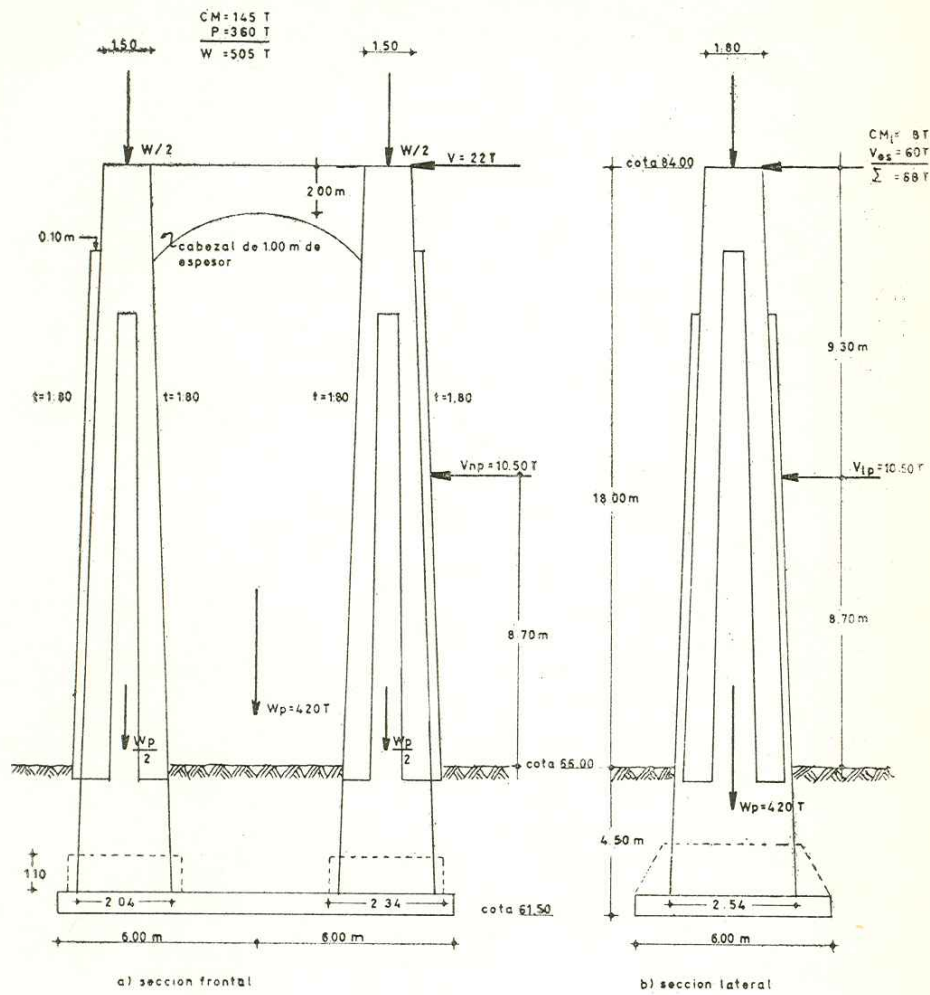


Fig 21

Arcilla blanda,	$p = 15 \text{ T/M}^2$
Arcilla arenosa,	$p = 30 \text{ T/M}^2$
Arena gruesa	$p = 50 \text{ T/M}^2$
Arena fangosa	$p = 20 \text{ T/M}^2$
Arena gruesa y grava	$p = 60 \text{ T/M}^2$

Los valores de p aquí consignados son los correspondientes a los esfuerzos adicionales que pueden agregarse a los suelos además de los que ya actúan sobre los mismos "in situ". Los resultados obtenidos son aproximados y deberán comprobarse una vez hecho el diseño final de la superestructura.

La superestructura es continua en los apoyos B y C y se anclará en B. Véase la Fig. 20.

Solución

1.— Carga permanente

a).— Tomemos el claro de $30\text{M} + \text{el de } 35\text{M} + 5\text{M}$ adicionales debido a la continuidad:

$$l = 30 + 45 + 5 = 80 \text{ M.}$$

De la Fig. A-1, Apéndice 1,

$$p = 360 \text{ T}$$

b).— Peso propio de la pila,

$$W_p = 420 \text{ T}$$

2.— Cargas vivas:

a).— Considerando un claro de 45 M a la derecha + uno de 35 a la izquierda (por la continuidad) tenemos, de la Fig. A-2, Ap. 1, (para dos carriles de tránsito)

$$CM = 77 + 68 = 145 \text{ Ton.}$$

3.— El empuje longitudinal debido a la carga viva puede determinarse mediante la Fig. A-3 (a) para la longitud del tramo de A hasta D:

$$l = 105 \text{ M: } CMI = 8 \text{ T.}$$

4.— Fuerzas de viento, V , a 45°; de la Fig. A-5, Ap. 1:

a).— Viento normal sobre la superestructura, para los claros de 30m y 45m en conjunto $V_s=17$ T; $V_m=5$ T. $V=17+5=22$ T

b).— Tangencial o longitudinal:

Aquí tomamos el tramo total de 105 M:

$$V_I = 22 \text{ T} \times \frac{105}{37.5} = 62 \text{ T}$$

5.— Cargas de viento sobre la pila:

a).— Area frontal (ancho de la pila al nivel de la superficie del terreno.

$$\frac{18 \times 2}{80} + 0.10 + 1.5 = 2.05 \text{ M.}$$

$$\text{Area} = \frac{1.50 + 2.05}{2} \times 18 \times 2 = 64 \text{ M}^2.$$

$$\text{Empuje del viento} = 150 \text{ Kg/M}^2.$$

$$\text{Centro de gravedad} = \frac{2.05 + 2 \times 1.60}{3(2.05 + 1.60)} \times 18 = 8.55 \text{ M.}$$

Area transversal (ancho de la base =
 $1.80 + 0.20 + 0.45 = 2.45 \text{ M}$)

$$\text{Area} = \frac{2(2.0 + 2.45)}{2} \times 18 = 80 \text{ M}^2.$$

$$\text{Centro de gravedad} = \frac{2 \times 2.0 + 2.45}{3(2 + 2.45)} \times 18 = 8.70 \text{ M.}$$

Centro de gravedad del conjunto:

$$CG = \frac{64 \times 8.55 + 80 \times 8.70}{64 + 80} = 8.65 \text{ M.}$$

Por lo que el empuje en diagonal del viento sobre las pilas será:

$$V_p = \Sigma A \times \cos 45^\circ \times 150 \text{ Kg/M2.} = \\ (64 + 80) \text{ M2.} \times 0.707 \times 150 \text{ Kg/M2} = 15 \text{ T}$$

De aquí que el momento de volcamiento transversal de la pila respecto de su base vale:

$$\Sigma M \text{ volc} = 15 \text{ T} \times 0.70 \times 13.2 \text{ M} + 22 \text{ T} \times 22.5 \text{ M} = \\ (138 + 495) \text{ T-M} = 633 \text{ T-M.}$$

Viene ahora la selección del material de apoyo. Vemos que el estrato de arcilla blanda no es bueno, ya que tenemos fuertes momentos de volcamiento, además del peso tan grande, que podrían presentarse asentamientos diferenciales considerables, y como tenemos continuidad en los tramos, pondríamos en peligro a la estructura. Por otro lado, el delgado estrato de arena fina que tenemos arriba de la cota 64 sería insuficiente para distribuir bien las cargas sobre el estrato de arcilla subyacente.

Discutamos la selección como manto de cimentación el comprendido entre las cotas 55 y 62, de arcilla arenosa. Por un lado, el manto de arena fangosa entre las cotas 49 y 50 es tan delgado, además de encontrarse completamente confinado, que no presentará asentamientos apreciables; por otro lado las cargas que le llegan están bien distribuidas, ya que se encuentra muy profundo. Esta selección nos dará una zapata de área de la mitad de la que nos daría una correspondiente en el estrato de arcilla blanda bajo la cota 64, aunque así se aumenta la longitud de las pilas en más de 2.0 M.

También se habría podido usar pilotes con apoyo en el manto abajo de la cota 49, de arena gruesa, pero un análisis económico comparativo de estas dos soluciones nos descartará esta última.

Escogeremos una zapata única para las dos columnas de la pila, en vez de zapatas separadas, ya que se requiere buena estabilidad al volcamiento y minimizar la posibilidad de asentamientos diferenciales, ya que tenemos continuidad en la superestructura, y de presentarse aquellos se sometería a la estructura del tablero del puente a esfuerzos exagerados, que provocarían la falla.

Supondremos que el esfuerzo en el terreno antes de aplicarse las cargas en la cota 61.5 es de 7 T/M² y que el esfuerzo adicional permisible es de 35 T/M² por lo que el esfuerzo total medio en esta cota será:

$$p = 7 + 35 = 42 \text{ T/M}^2$$

Para las cargas que estamos considerando en esta primera aproximación (se usará sólo con fines de dimensionamiento general) tendríamos una presión admisible máxima del terreno, en los bordes de la zapata de:

$$p = (1.25 \times 35 + 7) \text{ T/M}^2 = 51 \text{ T/M}^2$$

El peso estimado de concreto y tierra abajo de la cota 66 es de 650 T.

Hagamos un tanteo con zapata de 6.0 M \times 12.0 M

$$\text{Area de la base} = 6.0 \times 12.0 = 72 \text{ M}^2$$

Peso total sobre la zapata: Wt

$$\begin{aligned} Wt &= p + CM + Wp + 650 = \\ &= 360 + 145 + 420 + 650 = \\ \therefore Wt &= 1575 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\sigma' = \frac{Wt}{A} + \frac{M_x C_x}{I_x}$$

$$M_x = 633 \text{ T-M}; \quad C_x = 6.0 \text{ M.}$$

$$I_x = \frac{bd^3}{12} = \frac{6 \times 12^3}{12} = 864 \text{ M}^4$$

$$\therefore \sigma' = \frac{1575 \text{ Ton.}}{72 \text{ M}^2} + \frac{(633) \text{ T-M (6.0)M.}}{864 \text{ M}^4} =$$

$$= (21.8 + 4.4) \text{ T/M2} = 26.2 \text{ T/M2} < 51 \text{ T/M2}$$

Calcularemos ahora el esfuerzo producido en el otro borde por momento de volcamiento longitudinal a la estructura:

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{long.}} &= 68 \text{ T} \times 22.5 \text{ M} + 10.5 \text{ T} \times 13.2 \text{ M.} \\ &= 1530 + 140 = 1670 \text{ T-M.} \end{aligned}$$

$$M_y = 1670 \text{ T-M.}$$

$$I_y = \frac{12 \times 6^3}{12} = 216 \text{ M4; } C_y = 3.0 \text{ M}$$

$$\sigma'' = \frac{M_y C_y}{I_y} = \frac{1670 \times 3.0}{216} = 23.1 \text{ T/M2.}$$

Por lo que el esfuerzo máximo en una de las esquinas de la zapata vale

$$\sigma = \sigma' + \sigma'' = 26.2 + 23.1 = 49.3 \text{ T/M2} < 51 \text{ T/M2}$$

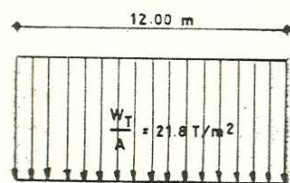
Suponiendo un coeficiente de fricción de 0.6 entre concreto y suelo, comprobaremos ahora la condición de estabilidad al deslizamiento:

$$\Sigma F_V = \text{suma de fuerzas verticales} = 1575 \text{ Ton.}$$

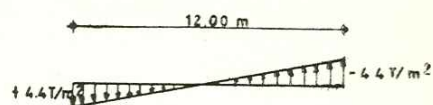
$$\Sigma F_H = \text{suma de fuerzas horizontales} = 68 + 10.5 = 78.5 \text{ T}$$

Por lo que el factor de seguridad al deslizamiento vale:

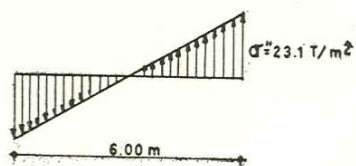
$$\frac{0.6 \times \Sigma F_V}{\Sigma F_H} = \text{F.S.D.}$$



a) Sección por X-X



b) Sección por X-X



c) Sección por Y-Y

Fig. 22

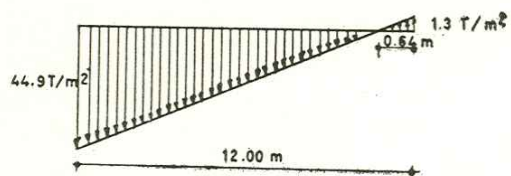


Fig. 23

$$\text{F.S.D.} = \frac{0.6 \times 1575}{78.5} = 12 \text{ (muy bueno)}$$

Nos queda por verificar la seguridad contra volcamiento:

a).— volcamiento longitudinal.

Sumando (a) y (c) de la Fig. 22 tenemos, Fig. 23:

El diagrama aproximado resultante de esfuerzos será el de la Fig. 23, pero como no se admite que haya tensiones en el terreno, habrá un reajuste de esfuerzos, que incrementará el máximo en un 3%, dándonos:

$$\sigma_{\text{máx}} = 44.9 \times 1.03 = 46.3 \text{ T/M}^2$$

La resultante de los esfuerzos pasará por

$1/3 (12.0 - 0.64) = 3.84 \text{ M}$. Como esta condición de cargas es eventual se supone una capacidad del terreno

$$\sigma_u = \sigma_{\phi} \times 1.3 = 51 \times 1.3 = 65 \text{ T/M}^2 > 46.3 \text{ T/M}^2$$

Todos estos cálculos son sólo aproximados, útiles para un diseño preliminar de la cimentación, una vez conocidas las cargas reales de la superestructura se hará un diseño definitivo con un mayor grado de aproximación.

CAPITULO II

CIMENTACION

1.— POR MEDIO DE ZAPATAS

Este tipo cimentación es poco usual en puentes, aunque es el más usado en cualquiera otra estructura. Es el más económico en tratándose de materiales resistentes y en los cuales no hay peligro de socavación, por lo que son de excavaciones poco profundas, de lo contrario resultarán antieconómicas frente a otros tipos de cimentación. Sus materiales de apoyo pueden ser roca, grava, o arena y grava. Como estos materiales aumentan su resistencia con la profundidad, hay que cuidarse de hacer el desplante muy por debajo del nivel freático, ya que habrá problemas. Si se trata de arena, el descenso del manto freático por bombeo para la construcción de la cimentación puede provocar que la arena fluya hacia la excavación; si se trata de grava, como es muy permeable, el bombeo tendrá que ser excesivo.

Capacidad de Carga de los Suelos:

Se definen "Capacidad última" y "Capacidad admisible". La primera es aquella para la cual se hace inminente el peligro de falla, o que da lugar a hundimientos que pueden menoscabar la estabilidad de la estructura. La segunda es aquella carga máxima que nos asegura la estabilidad de la estructura.

Según Terzaghi, para "Arcillas blandas", en zapatas cuadradas o circulares.

$$Q_d = 7.4c = 3.7 Q_u \dots\dots\dots (2)$$

Para zapatas continuas,

$$Q_d = 5.7c = 2.85 Q_u \dots\dots\dots (3)$$

En las cuales:

Q_d = capacidad de carga a la ruptura, en Kg/cm².

Q_u = resistencia a la compresión axial, en Kg/cm².

c = cohesión del suelo, en Kg/cm².

Aquí se está suponiendo que $c \geq 0$ y $\phi = 0$

(ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo)

En la cimentación en arenas tenemos:

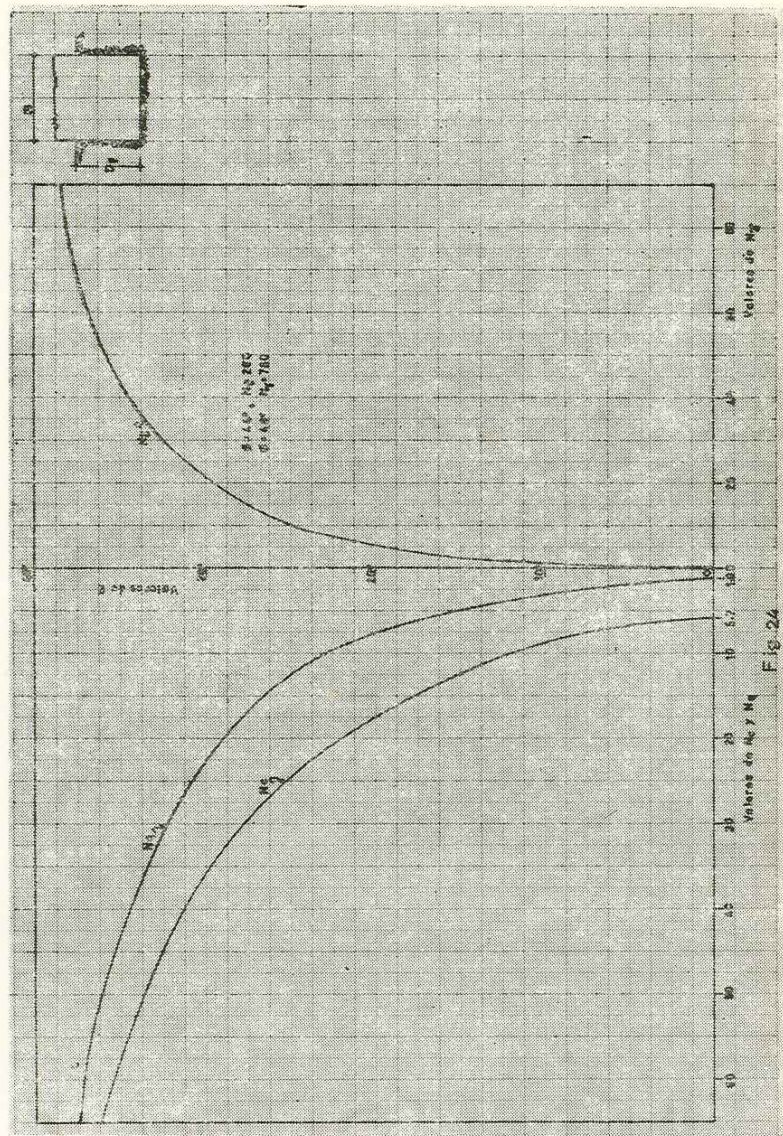


Fig. 24

Para zapatas cuadradas:

$$Q_d = 1.3 C N_c + \pi D_f N_q + 0.4 \pi B N_\gamma \dots \dots \dots (4)$$

Para zapatas circulares:

$$Q_d = 1.3 C N_c + \pi D_f N_q + 0.6 \pi R N_\gamma \dots \dots \dots (5)$$

Para zapatas continuas.

$$Q_d = C N_c + \pi D_f N_q + 0.5 \pi B N_\gamma \dots \dots \dots (6)$$

Los valores de N_c , N_q , y N_γ son adimensionales y pueden obtenerse de la gráfica de la Fig. 24 (tomada de Ref. 1, Pág. 171)

En estas ecuaciones, además,

γ = peso volumétrico del suelo en el lugar en Kg/M³.

D_f = profundidad de desplante en la zapata, M.

B = Ancho de la zapata, M.

R = radio de la zapata, M.

El ángulo de fricción interna, ϕ , puede determinarse en forma aproximada conociendo el índice plástico del suelo, mediante la relación de Buison expresada en la zona marcada en la Fig. 25.

La capacidad última de carga de zapatas cimentadas sobre arena seca sin cohesión se determina mediante las siguientes expresiones:

a).— Para zapatas continuas.

$$Q_d = \pi (D_f N_q + 0.5 B N_\gamma) \dots \dots \dots (7)$$

b).— Para zapatas cuadradas

$$Q_d = \pi (D_f N_q + 0.4 B N_\gamma) \dots \dots \dots (8)$$

Ahora, como

$$\gamma_s \doteq 2, \gamma_a = 1 \text{ T/M}^3; \gamma'_s = \frac{\gamma_s}{2} = 1 \text{ T/M}^3$$

Por lo que la capacidad de carga para arenas sumergidas es de un 50% la de arenas secas. (γ'_s = peso específico de material sumergido).

Una vez que se ha determinado la capacidad de carga del suelo de cimentación y se ha tomado un coeficiente de seguridad se analizará los efectos de asentamientos por consolidación. Este requisito no será necesario si se trata de suelos resistentes y compactos; pero sí, en tratándose de arcillas blandas o limos compresibles o cualquier otro material suave que pudiera sufrir asentamientos aún para cargas moderadas.

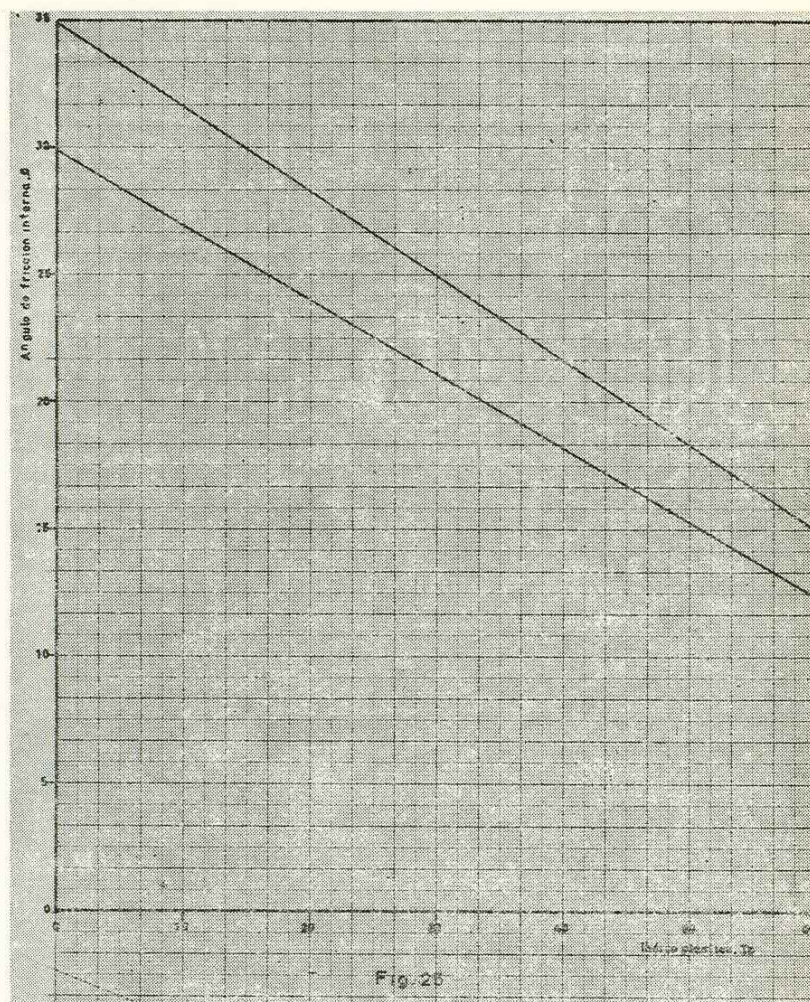


Fig. 25

El asentamiento de un área cargada de suelo se puede determinar mediante la siguiente expresión: $a = a_c + a_s$ (9)

Donde.

a = asentamiento total

a_c = asentamiento debido a consolidación de la arcilla.

a_s = asentamiento debido a consolidación secundaria de la arcilla.

El asentamiento a_c puede valuarse con la teoría de la consolidación de Terzaghi

$$a_c = \int_0^H m_v \cdot H \cdot dp$$

$$= m_v \cdot H \cdot \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} (10)$$

Donde:

m_v = coeficiente de compresibilidad volumétrica de la arcilla. Se le puede determinar mediante pruebas de consolidación en el laboratorio.

H = espesor del estrato de arcilla.

p_0 = presión vertical efectiva debida a la sobrecarga del terreno.

Δp = presión vertical debida a la carga de la zapata.

Se ha visto en la práctica que el término a_s es generalmente despreciable comparado con el término a_c , o sea el debido a la consolidación primaria.

2.— POR MEDIO DE PILOTES.

En la cimentación de pilas de puentes es muy común el uso de pilotes. Su función es la de llevar al terreno las cargas que les transmiten las pilas; la transmisión de estas cargas puede ser por fricción desarrollada en las caras laterales del pilote, o por apoyo directo de su extremo inferior en un manto resistente. Los materiales usados en la construcción de pilotes son muy diversos, según las necesidades de la obra, disponibilidad económica de materiales o equipo de construcción o equipo de hincado, y, sobre todo, por requisitos de economía. Cuando hayan de ser muy largos, puede ser conveniente el uso de pilotes de acero; cuando se tenga la posibilidad de choques laterales, se requerirá la flexibilidad de los pilotes de madera, que deberá ser creosotada. Si se tienen fuertes cargas que harán trabajar los pilotes tanto como columnas cuanto como vigas, podrán utilizarse pilotes de concreto preclado o presforzado, siempre y cuando no sean muy largos;

también podría usarse cajones de cimentación, si es fácil llegar a un manto rocoso.

En algunas ocasiones será suficiente un buen contraventeo de la estructura a la altura de las cabezas de los pilotes; en otras, habrá necesidad de usar pilotes inclinados, además de los verticales.

EVALUACION DE LA REACCION DE UN GRUPO DE PILOTES

(Ver. Refs. 5 y 6)

Las pruebas de carga de pilotes que se apoyan en terreno firme generalmente dan resultados de confiar para la determinación de la carga de diseño por pilotes para su uso en grupos, al menos que dicho terreno esté compuesto de materiales cohesivos y blandos.

El problema estriba en seleccionar un valor supuesto de la capacidad de carga cuando el grupo de pilotes está en o sobre un lecho de materiales cohesivos y plásticos. Otro problema relacionado con éste es la estimación de los asentamientos probables, sus efectos sobre la superestructura, y el tomar una decisión respecto de lo que deba hacerse en cada caso.

Teóricamente, para un área de cimentación dada bajo los pilotes, el costo mínimo se obtendrá cuando el número de pilotes de fricción y su espaciamiento son tales que la resistencia por fricción a lo largo de la superficie de cada pilote se ha utilizado íntegramente en la transmisión de presiones al terreno.

A continuación sugerimos un procedimiento que sirva, además de los datos de pruebas de carga disponibles, como base para normar criterio para la selección de la carga permisible para fines de diseño. Estamos excluyendo la posibilidad de consolidación excesiva bajo las cargas. Los resultados que con ellas se obtengan podrán no ser muy aproximadas, pero serán una ayuda al comparar varias soluciones posibles a un problema que involucre grupos de pilotes en suelos plásticos cohesivos.

1.— Selecciónese un tipo de pilote y su profundidad de penetración que parezcan adecuados para las condiciones existentes en el lugar.

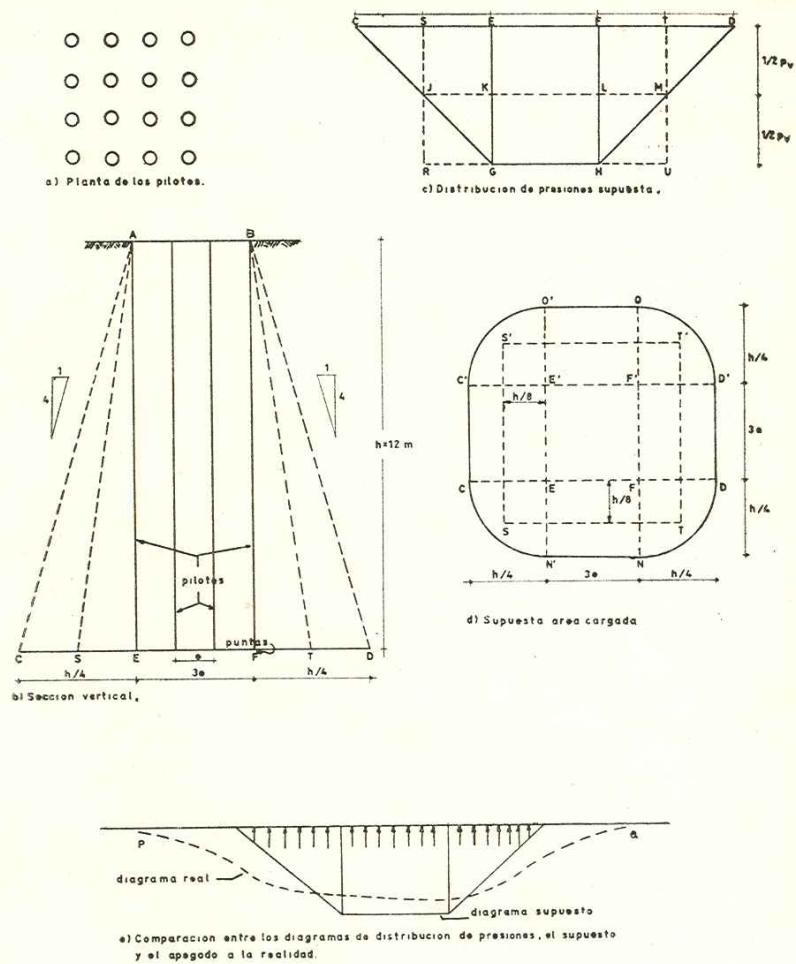


Fig 26

TABLA IV

Valor admisible aproximado de la fricción superficial en pilotes.

MATERIAL	Valor de la fricción superficial, en Kg./m ²		
	Profundidad aproximada	Profundidad aproximada	Profundidad aproximada
	6 m	18 m	30 m
limo suelto y fango denso	240-485	240-580	290-730
limo (húmedo pero confinado)	485-950	600-1200	730-1460
arcilla blanda	950-1430	1200-1700	1460-1900
arcilla compacta	1430-2400	1700-2600	1900-2900
arcilla y arena mezcladas	1430-2400	1900-2900	2400-3400
arena fina (húmeda y confinada)	1430-1900	1700-2400	1900-2900
arena media y grava chica	2400-3400	2900-3900	2900-3900

Estos valores toman en cuenta algo del efecto de pequeños grupos de pilotes

Valores conservadores estimados de la capacidad de carga de pilotos aislados o en grupos pequeños (cargas en Ton/pilote. Todos los pilotos son de 15 a 18 m de largo, apoyados lateralmente).

TIPO			DE				PILOTE			
Tipo de acción	ma-dera	Concreto precolado		Concreto colado "in situ" con forro exterior		Tubo de acero y concreto.		Pilotes de viga H 35cm.		
		30x30 cm.	octagonal de 45cm.	ahusado	cilíndricos 30cm. 45cm.	Pilote de Bulbo	30cm. 45cm.			
Apoyo de Punta	arena fina, firme	18-23	18-27	18-31	23-	23-27	23-27	23-27		
	arena gruesa	18-27	23-31	27-36	23-27	27-31	27-31	27-31		
	arena y grava tepetate y caliche	18-27	27-36	36-45	27-36	23-31	31-36	31-36		
	pizarra o roca desintegrada lecho rocoso			41-45	31	36-45	31-36	36-45		
Fricción lateral	limo compactado.	13	11		13					
	arcilla blanda	13-18	13-16		13-18					
	arcilla media	18-23	18-23	18-23	18-23	23-27	23-27			
	arcilla compacta	18-23	23-27	27-31	23-27	27-31	27-31			
	arena fina (confinada)	18-31	23-27	27-31	23-27	23-27	31-36			
								36-54	45-68	63-91

2.— Estímese la carga que por fricción estática pueda desarrollarse en el área ahogada del pilote, tomando el área del mismo y la resistencia de fricción unitaria tomada de la Tabla IV.

3.— Substráigase el peso del pilote, despreciándose la sustentación hidráulica.

4.— Compárese con los valores dados en Tabla V.

De éstos seleccíonese para el primer intento la carga de diseño por pilote; con este valor determínese el número de pilotes y su disposición en el grupo, haciendo un croquis aproximado del arreglo en planta y en sección lateral.

5.— De la parte superior del terreno que tenga un valor soporte razonable, trácense líneas de distribución de esfuerzos supuestos, como los AC y BD de la Fig 26-(b). Estas rectas interceptan el plano CD en las puntas de los pilotes de tal manera que dan el área CC'O'OD'DNN' en el croquis de la Fig. 26 (d).

6.— Supóngase que el diagrama de presiones sobre el área contenida en el contorno de la Fig. 26-(d) se muestra en corte en (c), según GCDH. Este es uniforme bajo los pilotes y disminuye de intensidad del área EE'F'F hacia la periferia.

Probablemente la distribución real de presiones se asemeje más a la línea cortada PQ, en (c). Despreciaremos la diferencia. Para los fines del cálculo es suficiente el suponer el diagrama de presiones según RSTU, en (c) y que SS'T'T en (d) represente el área sobre la cual actúa. Se tienen así las líneas inclinadas AS yBT en (b) en lugar de las AC y BD. Si el terreno es arcilla muy suelta o limo blando, supóngase un talud de 10:1 a 12:1; si se trata de arcilla moderadamente suelta o limo compactado, de 6:1 a 8:1; si de arcilla dura, de 4:1 a 6:1. Estos valores son muy sensibles a la cohesión y al ángulo de reposo del material. Suponen además un terreno bastante uniforme.

7.— Determínese el volumen V del diagrama de presiones, el cual es igual a la sobrecarga W.

8.—La presión del terreno máxima calculada p_v será:

$$p_v = \frac{\text{carga total en la cimentación}}{\text{área}} = \frac{W}{A}$$

9.— compárese p_v con la carga p que se considera segura para el terreno en las puntas de los pilotes. Si p_v es mayor que p , redúzcase la carga por pilote supuesta; si p_v es menor que p , la carga por pilote debe incrementarse si lo permiten las condiciones de asentamientos y resistencia por fricción.

10.— Revísese esta disposición a fin de utilizar los pilotes lo más prácticamente ventajoso. Esto sugerirá un amplio espaciamiento limitado por el tamaño máximo de zapatas o casquetes de cabezal.

Para ilustrar ésto, supóngase un grupo de 16 pilotes según el esquema de la Fig. 26, separados 1.5 M. uno de otro y cuya distribución de presiones es la mostrada en la Fig. 26-(b) y (c). Supóngase, además que la carga de seguridad del área efectiva del terreno bajo los pilotes es de 300 Ton. Esto da una carga promedio de 19 Ton./pilote. Supóngose ahora que en el sitio se ha llevado a cabo una prueba de carga que nos da una capacidad de 26 Ton./pilote. Como la distribución de la carga ocurre tanto en el interior como en el exterior del grupo de pilotes, o sea en su cara lateral, parece que podría suprimirse los cuatro pilotes centrales, ya que la carga de 300 Ton. dividida entre los 12 pilotes nos da una carga unitaria de 25 Ton./pilote. Esto es posible pero la distribución de la carga total en el perímetro de la zapata es desventajosa en este caso para ésta, por lo cual habrá de estudiarse si es posible la supresión de los pilotes centrales mencionados.

Otro problema relacionado con el anterior es el de encontrar un método para estimar los asentamientos de una cimentación sobre grupos de pilotes en terrenos cohesivos.

Se sugieren al respecto los siguientes pasos:

1.— Mediante pruebas de laboratorio para consolidación bajo una combinación de cargas, obténgase los datos que den la relación:

presión

consolidación

y gráfiquense, presión vs. consolidación. Hágase esto para cada 2 o 3 M. de profundidad del terreno entre pilotes y a considerable distancia bajo su punta inferior, si es que las propiedades del suelo varían notablemente.

2.— Determínese el diagrama de presiones según se vió anteriormente.

3.— Supóngase que la presión p_v actúa sobre el terreno de alrededor de los pilotes en la mitad inferior de la parte cubierta de los mismos, o sea $d_1 = \frac{1}{2} h$, Fig. 27 (a). Encuentre el asentamiento probable para la profundidad d_1 , o los asentamientos parciales para cada una de las capas de suelo de 2 a 3 M. de espesor en el tramo d_1 si el terreno varía.

4.— Supóngase que la presión p_v y que el diagrama de presiones calculado en inciso 2 actúa sobre el área directamente abajo del grupo de pilotes, según muestra la Fig 27 (b) como ST. Suponemos una distribución teórica de esta carga con un talud $z:1$, donde z sea congruente con las propiedades del suelo bajo los pilotes. Un valor supuesto para z puede ser 3 (i.e., talud 3:1) para arcilla media y limo bien compactado; 2:1, para suelos plásticos más duros y arena fina. Calcúlese luego la presión resultante para diagramas de presión similares en los centros de las capas de 2 a 3 m., debajo de los pilotes, incluyendo tantas capas cuanto el valor de p_v y las condiciones del terreno lo ameriten.

5.— Calcúlese la compactación de cada una de estas capas, luego súmese los resultados de los incisos 3 y 4 para obtener el asentamiento.

Por supuesto que los asentamientos así obtenidos presuponen solamente carga permanente sustentada sobre suelos cohesivos; no se considera la carga móvil, ya que su influencia en los asentamientos es despreciable.

6.—Repásese mentalmente todo el problema para ver si estos resulta-

dos son razonables. Si se encuentra con resultados dudosos o peligrosos, pruébese de nuevo con un talud mayor, y estívese el asentamiento por cualquiera otro método. Si todos los resultados persisten en indicar peligro para la estructura, búsquese un remedio a tal situación, inclusive modificando la superestructura, la infraestructura, o cambiando la ubicación de ésta.

En muchas ocasiones se tendrán cargas tangenciales que no puedan tomarse con pilotes verticales, por ser relativamente grandes, por lo cual daremos a continuación un criterio de cálculo del efecto de grupos de pilotes inclinados, conocido como método gráfico de Culmann, ilustrado en la Fig. 28.

Los grupos de carga se toman según las direcciones de los pilotes. Se ha supuesto sólo carga axial en todos los pilotes, y que todos los del mismo grupo toman igual carga.

Los pasos a seguir son los siguientes (ver Ref. 9):

a).— Hágase un croquis del corte longitudinal de la cimentación y localice el eje de cada grupo de pilotes paralelos.

b).— Trácese la resultante R de las cargas externas que actúan sobre la cimentación. R intercepta el eje del grupo 1 en a .

c).— Trácese la intersección del eje del grupo 2, con el eje del grupo 3 en b . Unase a con b , ab .

d).— Descompóngase R en las componentes V y F . V es vertical y F es paralela a la línea ab .

e).— De aquí que el grupo 1 soporta toda la carga V . Los grupos 2 y 3 soportan F .

f).— Descompóngase F en las componentes paralelas a los ejes de los grupos 2 y 3.

En el caso de que se tengan grupos de pilotes en más de tres direcciones, el problema se convierte en indeterminado estáticamente, por lo que para cuya solución habrá de buscarse ecuaciones de condición que quiten la hiperestaticidad al problema.

EJEMPLO.

La Fig. 29 muestra un corte del terreno en el sitio en que se cimentará una pila para puente. Dicha pila consta de 2 cuerpos de concreto armado de 1.80M. x 2.40M. separadas 9.0M. entre sus centros. La carga total en la cota 60 es de:

Carga permanente = 750 Ton.,

Carga móvil = 205 Ton.

Carga total = 955 Ton.

Se cree que pueda utilizarse pilotes bajo zapatas gemelas o única. Determinése el tipo, longitud y disposición de los pilotes. Estímese el asentamiento probable y el esfuerzo en el terreno debajo de los pilotes.

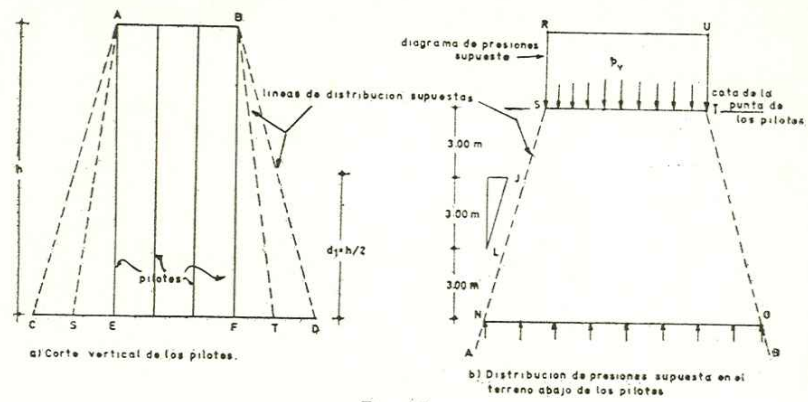


Fig. 27

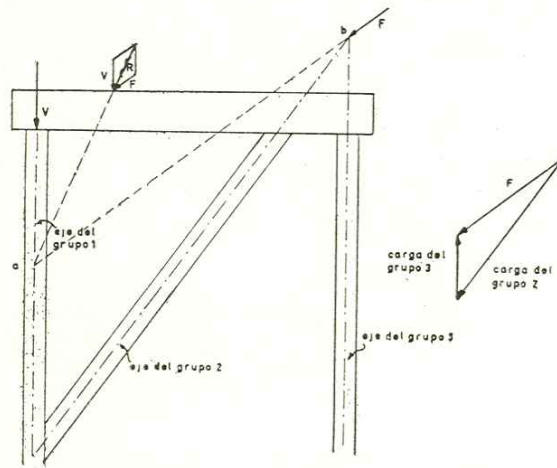


Fig. 28. Metodo grafico de Culmann

SOLUCION.—

Podría utilizarse pilotes de vigas H o de tubo, con apoyo de punta, de 30 m. de largo; o bien, de concreto precolado, aunque serán muy pesados; también se puede usar pilotes de madera que lleguen hasta la arcilla, aunque no podrían llegar hasta el manto de grava y arena porque está muy profundo. Puede usarse pilotes tubulares de pared delgada de concreto colado "in situ" que llegasen hasta la arcilla; y también, pilotes de bulbo. La solución se halla entre pilotes con apoyo de punta, que serán largos y robustos, y pilotes por fricción, que serán cortos y más esbeltos.

Antes de tomar una decisión, pruébese con pilotes de madera de 15 m., con sus cabezas a la cota 55 que serían hincados dentro de una ataguía que permitiera hacer la excavación del fango y parte del limo. Supongamos pilotes de 50 cm. en la cabeza y 25 cm. en la punta y que lleven 6 M. en limo y 9M. en arcilla. Tomemos de la Tabla IV el valor de 485 Kg/M2. como fricción superficial en limo; el de 1940 Kg/M2, en arcilla. Tomaremos el área de la superficie de un cilindro:

Aquí

F_l = carga por fricción en limo,

F_a = carga por fricción en arcilla

Por lo que:

$$F_l = 485 \text{ Kg/M2} \times 6.00 \text{ M.} \times 3.14 \times 0.45 \text{ M.} = 4100 \text{ Kg.}$$

$$F_a = 1950 \text{ Kg/M2.} \times 9.0 \text{ M.} \times 3.14 \times 0.296 \text{ M.} = 16400 \text{ Kg.}$$

$$F_t = \text{suma } (F_l + F_a) = 20500 \text{ Kg.} = 20.5 \text{ Ton.}$$

A causa del efecto de grupo y suponiendo que la capacidad de carga de diseño de la arcilla es de 10 Ton/M2, ya que con cargas mayores produce asentamientos no permisibles, tómese 19.5 Ton. como capacidad de carga por pilote. A las cargas anteriores añádase un peso neto estimado de 140 Ton. debido a la zapata y parte de la pila abajo de la cota 60. Por lo cual, el número de pilotes sería:

$$N = \frac{750 + 205 + 140}{19.5} = 56.$$

Esto nos hace pensar que deba utilizarse una zapata combinada para los dos ejes de la pila.

No obstante se puede hacer otro intento, ahora con 4 hileras de 14 pilotes cada una. Se colocarán a un metro una de otra, con pilotes a 1. m. centro a centro, lo que formará un grupo de pilotes de 3.0×13.0 M.

Tomando un talud de distribución de presiones de 10:1 en el manto de limo y de 6:1 en el de arcilla, la presión estimada en la cota 40 será.

$$\begin{aligned}
 & \text{1095 Ton.} \\
 p_v &= \frac{(3.0 + \frac{6.0}{10} \times 2 + \frac{9.0}{6.0} \times 2) \text{ M } (13 + 1.2 + 3.0) \text{ M.}}{124 \text{ M}^2} = \\
 & \text{1095 Ton.} \\
 &= \frac{1095 \text{ Ton.}}{124 \text{ M}^2}
 \end{aligned}$$

$$p_v = 8.8 \text{ Ton/M}^2.$$

Analizaremos ahora los asentamientos. Para esto supongamos que p_v afecta a sólo los 4.50 m. de arcilla inmediatamente arriba de las puntas de los pilotes, ya que el limo no ofrece resistencia apreciable. Tomemos un talud de presiones de 2:1 para arcilla debajo de los pilotes (cota 40). Suponiendo que la curva B de la Fig. 30 representa la relación carga-deformación para esta arcilla; se tomará como línea recta.

El área en la cota 36 (centro del manto de arcilla) en el diagrama de presiones supuesto es de $21.6 \times 12.0 \text{ M}^2$.

Para el cálculo de los asentamientos, tómese sólo la carga permanente, ya que la carga móvil es momentánea y no produce asentamientos apreciables. La carga permanente es de 880 Ton., así que se tiene, arriba de las puntas de los pilotes:

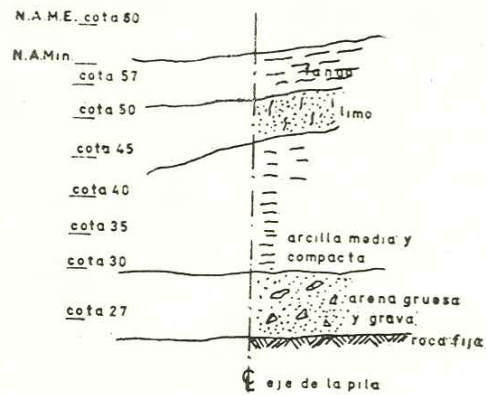


Fig. 29.-Perfil del terreno.

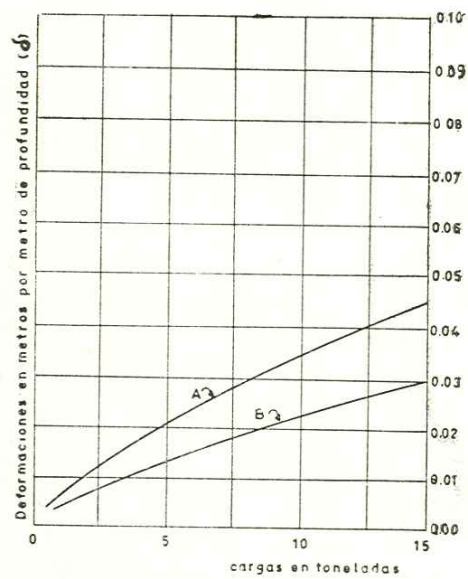


Fig. 30.-Curvas supuestas de deformacion por compresion vs. carga de compresion.

$$= 8.8 \text{ T/M}^2 \times \frac{880 \text{ Ton.}}{1095 \text{ Ton.}} = 7.1 \text{ T/M}^2.$$

Según la gráfica de la Fig. 30:

$$\delta_1 = 0.017$$

$$\therefore \Delta_1 = 0.017 \times 4.5 \text{ M.} = 0.077 \text{ M.} = 7.7 \text{ cm.}$$

Ahora abajo de las puntas:

$$p_v = \frac{880 \text{ Ton.}}{21.6 \text{ M.} \times 12.0 \text{ M.}} = 3.4 \text{ T/M}^2.$$

$$\delta_2 = 0.01$$

$$\therefore \Delta_2 = 0.01 \times 9.0 \text{ M.} = 0.09 \text{ M.} = 9 \text{ cm.}$$

$$\therefore \Delta_{\text{total}} = \text{suma } (\Delta_1 + \Delta_2) = (7.7 + 9) \text{ cm.} = 16.7 \text{ cm.} = 17 \text{ cm.}$$

Hasta aquí, no puede asegurarse uno de los resultados que arrojan estas cifras, ya que dependen del grado de consolidación del suelo alrededor de los pilotes y debajo de ellos.

Supongamos ahora que vamos a usar pilotes con apoyo de punta, descansando en la roca, con 37 Ton/pilote, el número de pilotes será:

$$N = \frac{1095 \text{ Ton.}}{37 \text{ Ton/pil.}} = 29.6 \text{ pilotes (digamos 30)}$$

que pueden ser colocados en 2 grupos de 15 pilotes cada uno, formados por 3 hileras de 5, espaciados a 1.0 M. bajo cada pila. No se tomarán en cuenta los asentamientos. Habrá que investigar ahora los costos de cada una de estas dos soluciones y comparar, para decidir si la seguridad ganada en la segunda solución compensa y justifica el costo extra de la

misma. Para ello se tomará en cuenta la existencia de materiales para la fabricación de pilotes, o existencia de madera, su traslado a la obra, así como el costo del equipo de hincado, su traslado, instalación, operación, desmantelamiento y movilización del mismo fuera del lugar de trabajo, incluyendo el costo de la mano de obra. Si se trata de pilotes de madera, se considerará el costo de adquisición, que depende de la calidad, longitud, diámetro y tratamiento que deba dárseles.

Daremos a continuación un ejemplo de estimación del costo de una y otra soluciones; los datos son supuestos.

EJEMPLO:

Costo de la primera solución. Ver. Fig. 31.

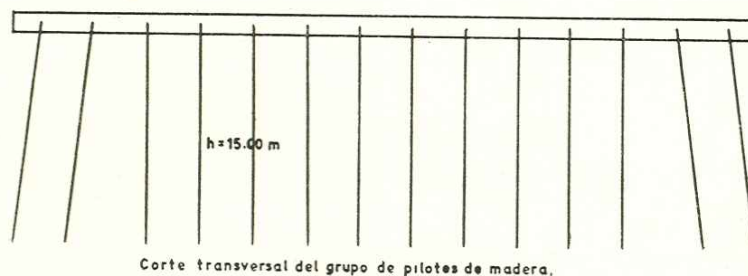
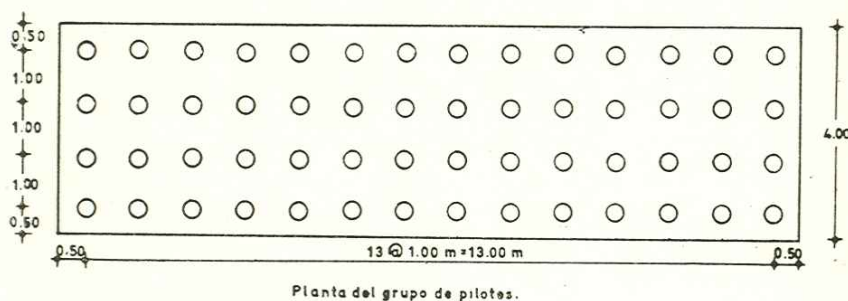


Fig. 31

Pilotes, adquisición, 56 a \$400.00/pil.	= \$ 22,400
Transporte de pilotes	= 4,000
Transporte del equipo	= 3,000
Martinete: 56 pilotes ÷ 3 Hrs. = 18.7 Hrs. a \$20/Hr.	= 374
Grúa de 15 Ton. 18.7 Hr. × \$90/Hr.	= 1,683
Caldera, combustible, etc., 18.7 × \$30/Hr.	= 561
Guías y accesorios, 18.7 Hr. × \$30/Hr.	= 561

Supongamos 24 Hrs. de mano de obra en instalación
operación y desmantelamiento, por lo que tenemos:

Sobrestante, (18.7 Hr. + 24 Hr.) × \$30/Hr.	= 1,281
Operador de grúa, 42.7 Hr. × \$40/Hr.	= 1,708
Ayudante de grúa, 42.7 Hr. × \$30/Hr.	= 1,281
Operador de caldera, 42.7 Hr. × \$20/Hr.	= 854
Operador de martinete, 42.7 Hr. × \$40/Hr.	= 1,708
Costo Total —————	= \$ 39,211

Analizaremos ahora el costo de la segunda solución:

Según la Tabla V pueden emplearse pilotes de 30 × 30 cm. Supon-
gamos que se requiere 1.5 Hr. para el hincado de cada pilote; por lo cual
tenemos:

Costo de los pilotes:

Formas, 30 pilotes a \$160/pilote	= \$ 4,800
Refuerzo, supongamos, 0.8% en volumen:	
30 pil. × 0.3M. × 0.3M. × 30M. × 0.008 = 0.65M3, a \$1,000/Ton:	
0.65M3 × \$1,000/Ton. × 8.0 Ton./M3 =	= 5,200
Concreto, 0.30M. × 0.3M. × 30M. × 30 × \$200/M3	= 16,100
Curado de los pilotes, 30 pil. × \$20/pil.	= 600
Hincado de los pilotes, se necesitan 30 Hrs. para instalar y desmantelar el equipo:	
Transporte del equipo	= 3,000
Piloteadora, 30 pil. × 1Hr./pil. × \$120/Hr.	= 3,600
Un sobrestante, (30 + 30) Hr. × \$40/Hr.	= 2,400
1 Ingeniero, 60 Hr. × \$50/Hr.	= 3,000

1 Operador de caldera, 60 Hr. × \$30/Hr.	=	1,800
2 Operador de martinete, 60 Hr. × \$40/Hr.	=	4,800
2 Ayudantes de martinete, 60 Hr. × \$30/Hr.	=	3,600
Costo Total	=	\$ 43,900

De ésto se puede ver que el costo total es aparentemente menor en esta solución, además de que no se ha tomado en cuenta el costo de la zapata, que vendría a aumentar esta diferencia de costos.

3.— POR MEDIO DE CAJONES

En la cimentación de puentes nos encontramos con el problema de dar apoyo a una estructura que lleva fuertes cargas, generalmente sobre suelos poco resistentes, en forma tal que nos garantice la estabilidad de la misma en las condiciones normales de servicio y máximas de carga.

Si el terreno es suficientemente resistente, la cimentación del puente será sencilla, reduciéndose a una zapata a una profundidad que no le afecte la socavación. Si no es así, se recurrirá al uso de pilotes o de elementos robustos y huecos en forma de cajón. Los pilotes tienen la ventaja de llevar las cargas hasta estratos más profundos y resistentes. Los cajones, siendo huecos, ofrecen poco peso respecto de su gran diámetro, que nos permite distribuir convenientemente las cargas en terrenos que no sean muy resistentes.

Los cajones pueden ser abiertos o cerrados en su extremo inferior. Cuando la excavación puede hacerse a cielo abierto, el cajón podrá construirse fuera, cerrado por abajo, que se colocará luego en el foso. Esto no es, sin embargo, la forma más común, ya que una ventaja de los cajones es precisamente servir como ataguía para la ejecución de las excavaciones. Los cajones tendrán que ser abiertos en su extremo superior a fin de poder extraer el material producto de la excavación. Esto constituye un "cajón abierto", y en él la excavación se hace en agua si la hay en el sitio. Si el cajón se diseña cerrado por arriba para emplear aire comprimido para expulsar el agua de dentro de la excavación a fin de ejecutarla en seco, tendremos un "cajón neumático".

La función inicial de los cajones es de servir como ataguía, puesto que permiten hacer la excavación en aguas tranquilas en los lugares que se tenga corrientes de agua, así como también evitan derrumbes de material sobre la zona de excavación.

Los materiales empleados en la construcción de los cajones pueden ser: concreto, madera, fierro, mampostería, etc., pudiendo adoptar muy variadas formas: circular, elíptica, cuadrada, etc. (Ver Fig. 32).

Para facilitar el corte de los materiales que atraviesa, se ajusta al cajón un elemento resistente, generalmente de acero y en forma de cuchilla, en su parte inferior (Ver Fig. 33). Una vez que el cajón ha descendido hasta el lecho de apoyo se rellena de concreto si es necesario o simplemente se le pone un tapón inferior, de concreto, (Ver Fig. 34). En su extremo superior se le construye otro tapón, que es, además, un elemento de anclaje de la pila al cajón. Posteriormente a la excavación, los cajones, que sirvieron de ataguía, pasarán a formar parte integral de la cimentación del puente.

Los elementos mecánicos que deben resistir las paredes del cajón son los empujes radiales de compresión que reciben del terreno circundante y que son además difíciles de calcular.

Las paredes externas pueden ser planas, en cuyo caso deberán calcularse y reforzarse para resistir el empuje activo del terreno para la profundidad que deban alcanzar, para lo cual puede emplearse la teoría de Rankine o la de Coulomb; ambas suponen un terreno granular y sin cohesión.

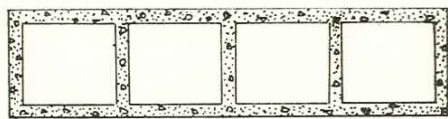
Coulomb da el empuje lateral activo del terreno como:

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \tan^2(45^\circ - \phi/2) - 2cH \tan(45^\circ - \phi/2)$$

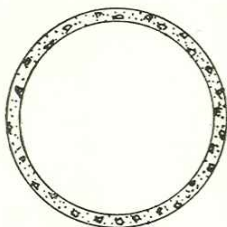
En la cual:



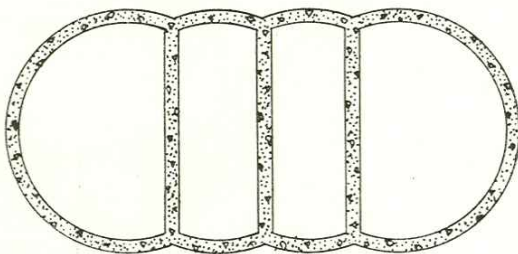
(a)



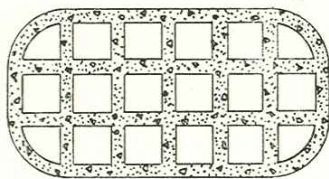
(b)



(c)



(d)



(e)

Fig. 32

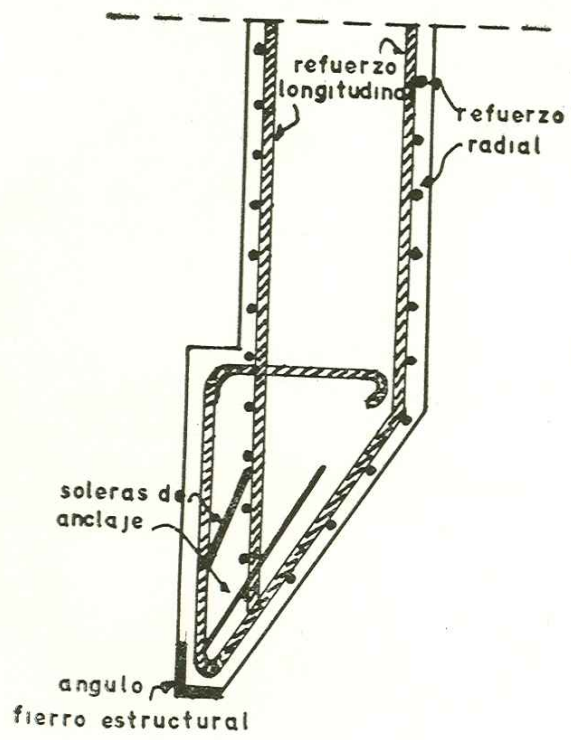


Fig. 33.- Detalle de cuchilla(esquema).

E_a = empuje activo lateral total
 γ = peso específico del material del suelo
 ϕ = ángulo de rozamiento interno del suelo
 H = altura del suelo sobre la sección considerada
 c = valor de la cohesión.

Rankine da la misma solución al problema; Terzaghi dice que los valores que dan para E_a las teorías de Coulomb y de Rankine son bastante menores a los de la realidad cuando se trata de suelos cohesivos y que se encuentran en condiciones estacionales de humedad.

CUCHILLAS (Ref. 5, Art. 12-4).

La cuchilla es un elemento que no ha de descuidarse, ya que se han presentado muchas fallas de éstas durante el proceso de hincado de los cajones. Han de ser suficientemente resistentes para poder soportar concentraciones de carga muy fuertes, lo que ocurre cuando el cajón tropieza con suelo duro en uno de sus lados. Este solo hecho puede acarrear problemas serios a la hora del hincado, provocando que el cajón se desvíe de la vertical. Puede suceder además, que a veces el cajón quede suspendido de alguna sección que reciba fuerte fricción lateral, por lo cual el refuerzo longitudinal deberá ser capaz de resistir la carga de la parte suspendida de cajón.

CAJONES NEUMATICOS (Ref. 5, Art. 12-3)

Cuando por los tipos de materiales que se van a atravesar para la cimentación de un puente, se prevé que habrá serias dificultades para la hinca satisfactoria de cajones abiertos, se usan cajones cerrados por su extremo superior, de modo que pueda emplearse aire comprimido dentro del cajón, formando una cámara neumática del recinto de trabajo. La compresión del aire dentro de la cámara de trabajo nos expulsa el agua, pudiéndose efectuar entonces la excavación en seco, lo que nos da mayor garantía de la terminación satisfactoria de la cimentación.

El esquema general de un cajón neumático se puede ver en la Fig. 35, y su funcionamiento es como sigue:

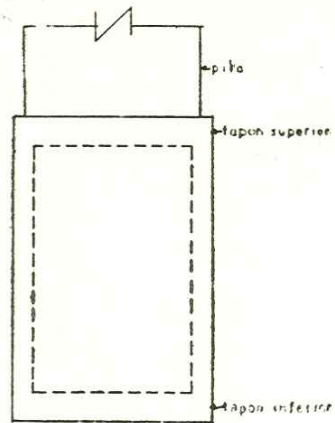


Fig 34. Cajon de cimentacion.

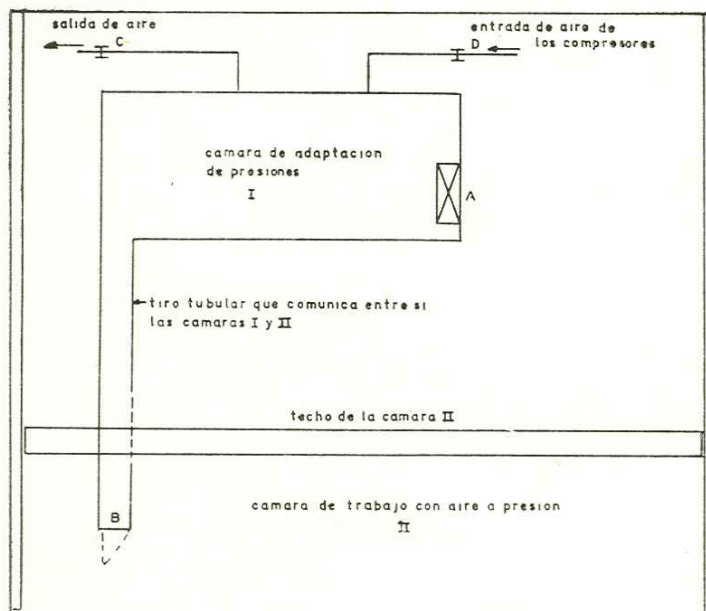


Fig. 35
— 145 —

Estando la cámara II a la presión de trabajo, se cierra la puerta B y se abre la A, comunicando la cámara I con el exterior, a presión ambiente. Se introduce el personal de trabajo hasta la cámara I, se cierra la puerta A y se abre la válvula D, que comunica el aire de los compresores con la cámara I; una vez que ésta se halla a la misma presión que la II, se abre la puerta B, permitiendo que el personal penetre hasta el sitio de trabajo. Cuando el personal va a salir, espera en la cámara I a que se ponga a ésta a la presión ambiente, mediante la válvula C; hecho ésto, se abre la puerta A para el paso al exterior.

Los tiempos y velocidades necesarias para elevar o disminuir la presión en la cámara I son proporcionales al valor de la presión manométrica dentro de la cámara II y al período de trabajo en la misma; los períodos de trabajo a una presión manométrica superior a cero son inversamente proporcionales al valor de esta presión. Hay reglamentos especiales para el uso seguro de cajones neumáticos. (Ref. 8, Pág. 354 y Sigs.)

Cuando en la excavación se tiene afluencia de agua cuyo bombeo para extraerla es prácticamente imposible, el uso de cajones neumáticos es una solución conveniente.

CAPITULO III

— 149 —



FENOMENO DE LA SOCAVACION LOCAL ALREDEDOR DE PILAS DE PUENTES

La socavación es un problema que se presenta muy a menudo en las estructuras localizadas dentro de cursos de agua y no debe dejarse de tener en cuenta al diseñar éstas, así como en el mantenimiento que deba dárseles. Las pilas de puente que se encuentran en una corriente necesariamente reducen el área hidráulica de la misma, lo que produce un incremento en la velocidad del agua alrededor de éstas, y si presentan aristas angulosas, el resultado inmediato es la socavación, presentándose más acentuado en lechos de fondo arenoso o de grava; este efecto se evidencia observando los depósitos de sedimento que aparecen inmediatamente abajo de la línea de pilas al pasar una avenida. La socavación es proporcional a la diferencia de niveles de aguas arriba y de aguas abajo, respectivamente, de las pilas, lo cual también es proporcional a la reducción del área hidráulica, por lo que debe tenerse muy en cuenta la separación entre pilas y su sección normal al sentido de la corriente. (Ref. 17).

A fin de retardar el fenómeno de la socavación hay quienes acostumbra construir un piso de concreto aguas arriba de las pilas y continuar con zampeado hacia aguas abajo; este recurso es adecuado, pero existe la posibilidad de que el concreto se agriete, lo que permite se separe, provocando un sifonaje, lo cual hace más inminente el peligro de socavación.

Debe evitarse el tomar como banco de materiales (arena y grava) una zona de por lo menos 1 Km. aguas abajo del puente.

La práctica de construir un enrocamiento alrededor de las pilas debe desecharse porque la experiencia ha demostrado que este recurso contra la socavación no es adecuado pues aun cuando las piedras de la superficie no son arrastradas de inmediato, dicho arrastre, que sí se ha presentado en casi todos los casos, se inicia en los bordes del enrocamiento, haciendo luego necesario un seguro y constante mantenimiento, consistente en el suministro del material que ha sido removido.

Este efecto es más acentuado en puentes cuyas pilas están muy juntas entre sí, ya que el enrocamiento disminuye el área hidráulica entre las pilas, aumentando la velocidad y provocando una diferencia de tirante, incrementando con ellas la fuerza de arrastre de la misma.

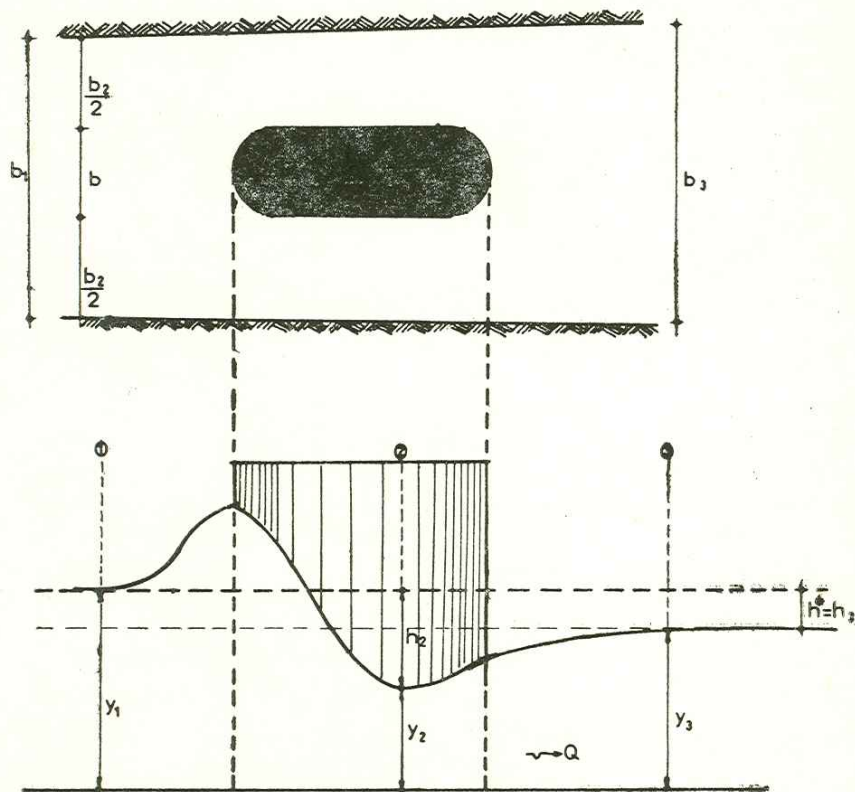


Fig. 36

Art. III-1.— MECANISMO DE LA SOCAVACION (Ref. 18).

Cuando el flujo de agua encuentra el tajamar de la pila, se curva, formándose una fuerte espiral hacia el fondo del cauce y que va envolviendo la pila, pero separándose de ésta en el fondo. Al aumentar la velocidad y el tirante del flujo, si el lecho está compuesto de material no cohesivo, la espiral provocará una excavación aguas arriba de la pila, depositando este material en una duna que se extiende inmediatamente abajo. Si el material es cohesivo el efecto de turbulencia aguas arriba de la pila será más grande que el de la espiral de aguas abajo y entonces será ahí la socavación, y el depósito de este material se hará bastante más abajo. (Ref. 19). efecto de turbulencia aguas arriba de la pila será más grande que el de la espiral de aguas abajo y entonces será ahí la socavación, y el depósito de este material se hará bastante más abajo. (Ref. 19).

El flujo alrededor de la pila produce otro efecto de importancia, y es el de que en la proximidad de la zona de remanso y de la de altas velocidades cerca del fondo produce corrientes dentro del material poroso. Cuando este flujo es ascendente, se produce la condición de "arenas movedizas" y la remoción del material se hace especialmente rápida. Este efecto puede contrarrestarse construyendo un filtro invertido de material graduado, el material de cuyas capas superiores sea suficientemente grande para evitar ser arrastrado.

Art. III-2.— SOCAVACION EN PILAS

Consideremos primeramente el efecto de socavación producida por la intercepción de la corriente por las pilas. Refirámonos a la Fig. 36.

Entre las muchas fórmulas empleadas para el flujo entre pilas están las de D'Abuissou, Nagler y Rehbock.

La fórmula de Nagler es:

$$Q = K_N b_2 \sqrt{2g} \left(y_3 - \theta \frac{v_3^2}{2g} \right) \sqrt{h_3 + \beta \frac{v_1^2}{2g}}$$

donde K_N es un coeficiente que depende del grado de contracción y de las características de la obstrucción y θ es un factor de corrección

que pretende reducir y_3 a y_2 y β es un coeficiente que toma en cuenta la velocidad de aproximación. El remanso se expresa por $h^* = h_3$. El valor de α varía, aumentando con la velocidad del flujo, pudiendo tomarse como 0.3. El valor de β varía con la relación de contracción, σ , según la Fig. 37.

Aplicando la ecuación de la energía a la sección 1 del canal de aproximación, y a la sección contracta 2, de la Fig. 36, obtenemos la fórmula de d'Aubuisson:

$$\alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} + y_1 = \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + y_2 + h_f$$

donde $y_1 = y_2 + h_2$; los coeficientes de distribución de velocidad α_1 y α_2 se ha supuesto que valen = 1.000, y que la pérdida de carga h_f vale cero ($h_f = 0$).

Tomando $v_2 = \frac{Q}{K_A b_2 y_2}$ donde K_A es un coeficiente de contrac-

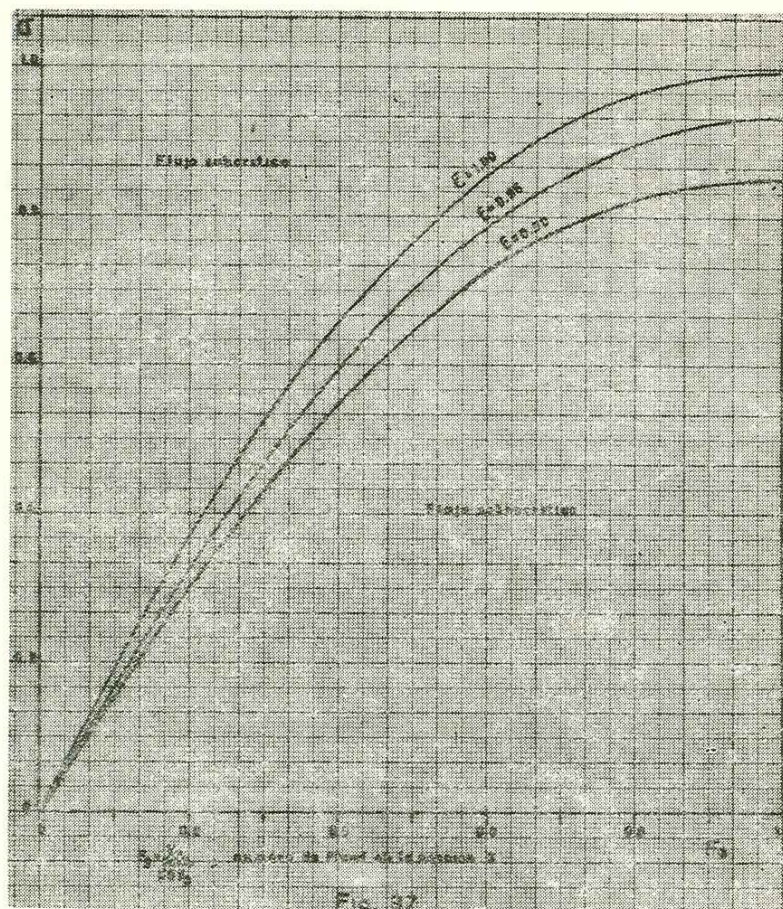
ción; simplificando y sustituyendo v_2 se tiene:

$$Q = K_A b_2 y_2 \sqrt{2g h_2 + v_1^2}$$

A continuación se presenta un resumen de los resultados obtenidos experimentalmente por Yarnell para pilas de puentes de distintas formas y tamaños.

1.— La sobre-elevación debida a las pilas de puentes varía directamente con la profundidad del canal sin obstruir.

2.— Las fórmulas de d'Aubuisson, Nagler y Rehbock, dan resultados aproximadamente correctos para velocidades normales, pero no se cumplen para velocidades extremadamente altas. Recomendamos los siguientes valores de los coeficientes K_N y K_A , para uso práctico: ver Tabla VI.



3.— Para flujo de baja velocidad y turbulencia mínima los perfiles más eficientes son: parteaguas y cola lenticulares; parteaguas lenticular y cola semicircular; parteaguas semicircular y cola lenticular, parteaguas y cola convexas, y parteaguas y cola semicirculares.

4.— Las pilas cilíndricas gemelas con o sin diafragmas y las que llevan tanto parteaguas como cola triangulares a 90° son hidráulicamente menos eficientes que las ya mencionadas. Las cuadradas son las menos eficientes.

5.— El aumentar la longitud de las pilas de 4 a 13 veces su ancho no produce efecto apreciable en su eficiencia. La relación largo-ancho óptima probablemente varía con la velocidad, encontrándose generalmente entre 4 y 5. En promedio, los valores de K_N y K_A aumentarán en un 3 a 5% al pasar de la relación largo-ancho de 4 a 13.

6.— El ubicar las pilas con cierto ángulo respecto de la corriente no produce efecto notable en el remanso, si este ángulo es menor de 10° ; ya de 20° en adelante se aumenta el remanso, esto dependiendo de la magnitud del flujo, el tirante y el grado de contracción del canal. En general los valores de K_N y K_A disminuirán en un 7% para ángulo de 20° (Ref. 5, Art. 13-6)

La gráfica de la Fig. 39, da una solución rápida para flujo subcrítico entre pilas de puentes.

Procedimiento:

Con los valores apropiados de σ y V_3 puede obtenerse uno de x de la Fig. 39 a; con este valor de x se entra a la Fig. 39 b, teniendo además los valores de F_3^2 y el factor de forma K , obteniéndose el remanso h^* . Si tenemos como dato el valor del remanso, h^* , será entonces necesario suponer un valor de V_3 y proceder de ahí por tanteos hasta encontrar la solución. Puede tenerse este caso cuando la sobreelevación del remanso, por la obstrucción de las pilas, amenace con inundaciones en época de avenidas.

La Fig. 40 da una solución rápida para flujo sobrecrítico entre pilas

TABLA VI

Tipo de pila	Relación de Contracción,									
	0.9		0.8		0.7		0.6		0.5	
	Kn	Ka	Kn	Ka	Kn	Ka	Kn	Ka	Kn	Ka
1) Parteaguas y cola cuadradas	0.91	0.96	0.87	1.02	0.86	1.02	0.87	1.00	0.89	0.97
2) Parteaguas y cola semicirculares	0.94	0.99	0.93	1.13	0.95	1.20	1.03	1.26	1.11	1.31
3) Parteaguas y cola triangulares 90°	0.95	—	0.94	—	0.92	—	—	—	—	—
4) pilas cilíndricas de dos cuerpos con o sin diafragmas (gemelas)	0.91	—	0.89	—	0.88	—	—	—	—	—
5) Parteaguas y cola en forma de lente	0.95	1.00	0.94	1.14	0.97	1.22	—	—	—	—

de puente. Con el valor de ∇ , determínese el valor límite F_3 de la Ec. (10) o de la Fig. 38.

donde
$$\frac{b_2}{b_3}$$

= el valor límite de F_3 , o sea aquel para el cual $F_2 = 1$, y que resulta de la fórmula:

Obtenido $\frac{b_2}{b_3}$ éntrese con ∇ en la gráfica y léase para el perfil de la pila escogido. Si se conoce ∇ , b_2 , y b_3 y la forma de la pila y se desea conocer el gasto puede obtenerse a partir de

El valor $\frac{b_2}{b_3}$ puede obtenerse de la gráfica; con

$$= \frac{b_2}{b_3} \text{ y } \nabla \text{ puede obtenerse de la Fig. 38.}$$

De aquí se tiene Q y de este valor, los de F_2 y Q .

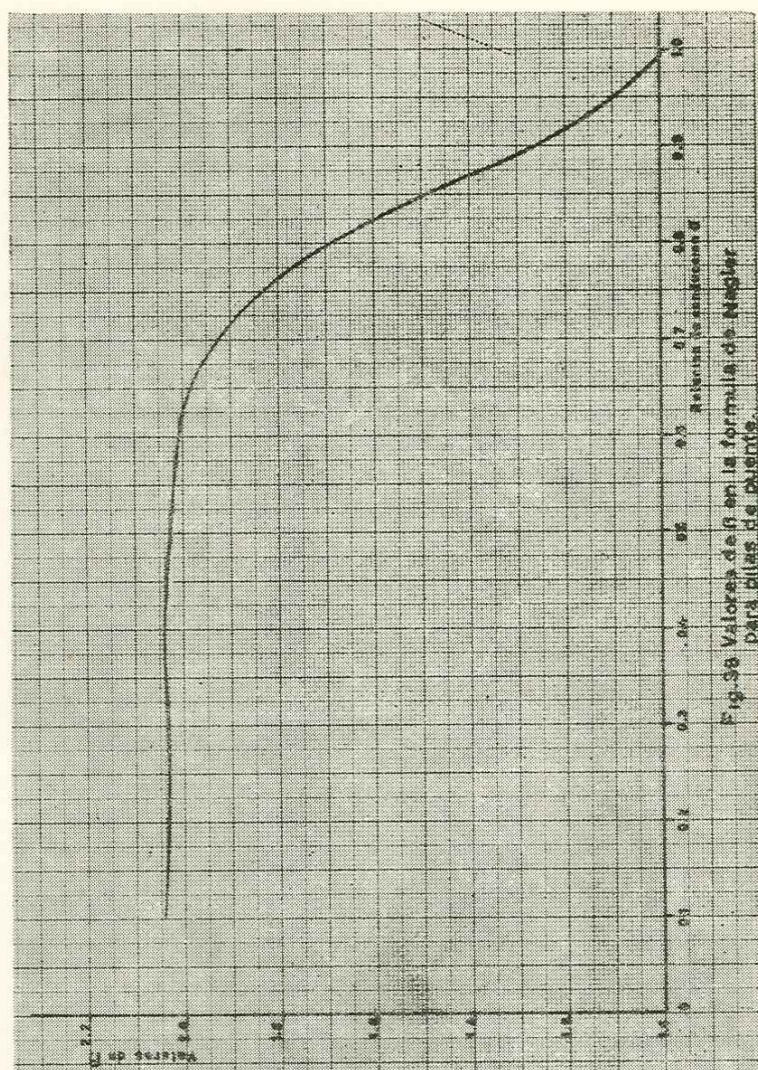
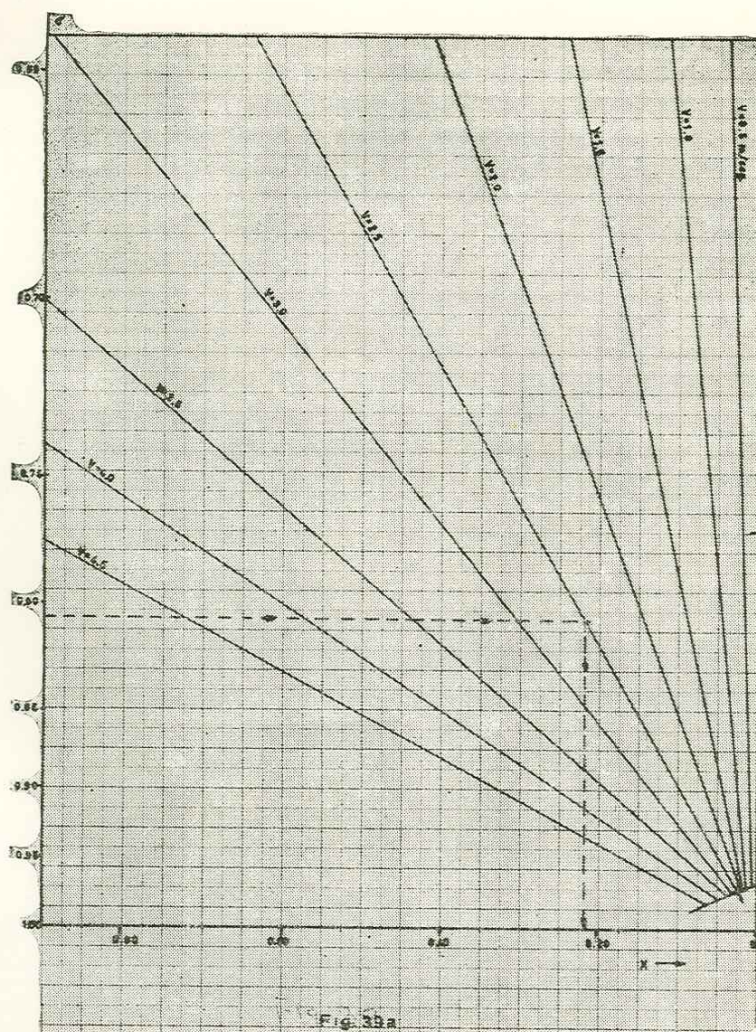
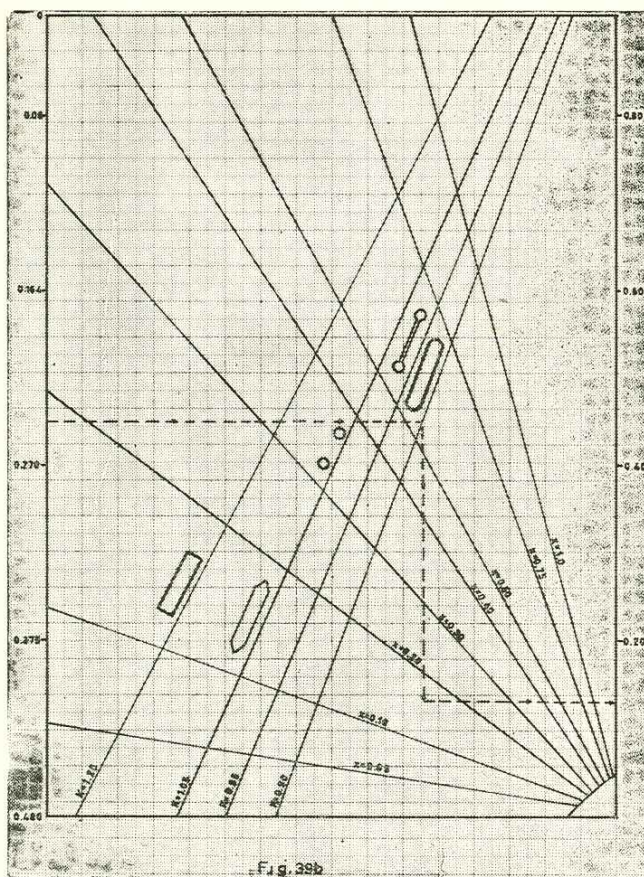


Fig. 38 Valores de n en la fórmula de Neugier
Para pilas de puente.





Las soluciones gráficas de Yarnell expuestas se aplican a relación de ancho-largo = 1/4; para los valores de 1/7 y 1/13, el efecto de incrementar la longitud sobre el remanso se muestra en la Fig. 41.

Llamemos φ al coeficiente de contracción, mediante el cual Yarnell nos define el tipo de flujo, subcrítico, o sea casi laminar y sin turbulencias, si (caso de la Fig. 42).

$$\varphi < \frac{1}{0.97 + 21\omega} - 0.13 \dots\dots\dots 13$$

Sobrecrítico, o sea de alta turbulencia, si

$$\varphi > 0.05 + (0.9 - 2.5\omega)^2 \dots\dots\dots 14$$

Con un tipo intermedio, para el cual φ tenga valores comprendidos entre los dados por (13) y (14); en éstas

$$\omega = \frac{v_3^2/2g}{y_3}$$

Ejemplo:

Determinar el remanso para:

a) pilas circulares

b) pilas rectangulares, si

$Q = 4500 \text{ M}^3/\text{seg.}$ (gasto de la corriente)

$A_t = \text{Area total de flujo} = 1500 \text{ M}^2.$

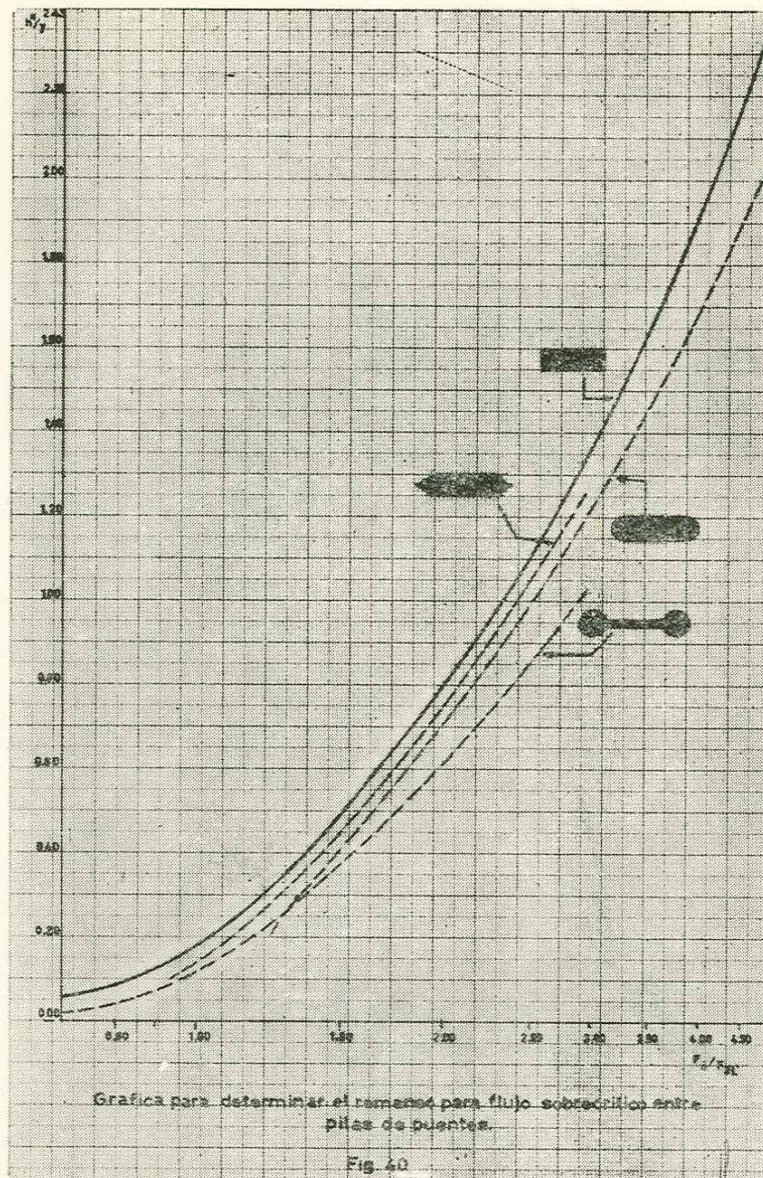
$A_p = \text{área de pilas interceptadas por la corriente} = 165 \text{ M}^2.$

$b_3 = \text{ancho de la corriente} = 250 \text{ M.}$

$b = \text{ancho de las pilas} = 27 \text{ M.}$

$b_2 = b_3 - b = 250 - 27 = 223 \text{ M.}$

$$y_3 = \frac{1500 \text{ M}^2}{250 \text{ M.}} = 6 \text{ M.}$$



$$V_3 = \frac{Q_t}{A_t} = \frac{4500 \text{ M}^3/\text{seg.}}{1500 \text{ M}^2} = \frac{3 \text{ M.}}{\text{seg.}}$$

$$\text{El coeficiente de contracción} = \alpha = \frac{A_p}{A_t} = \frac{165 \text{ M}^2}{1500 \text{ M}^2} = 0.11 = 11\%$$

$$\sigma = \frac{b_2}{b_3} = \frac{223 \text{ M}}{250 \text{ M}} = 0.9$$

De la Fig. 37, $\beta = 1.28$

$$F_3 = \frac{V_3}{\sqrt{g y_3}} =$$

$$= \frac{3 \text{ m/seg.}}{\sqrt{\frac{9.8 \text{ M}}{\text{seg.}^2} \times 6 \text{ M}}} = 0.392$$

a) de la Fig. 38 vemos que el flujo es subcrítico. De la Fig. 42 vemos que $K = 0.941$, ya que el coeficiente α es muy parecido a 11.7 correspondiente al valor tomado por Yarnell en sus experimentos.

(Nótese que los valores de α para los que Yarnell realizó sus experimentos fueron 11.7 y 23.3)

Para utilizar la Fig. 39 tomaremos:

$$\sigma = 0.9$$

$$V_3 = 3 \text{ M/seg.}$$

$$F_3^2 = 0.392^2 = 0.154$$

$$x = 0.105$$

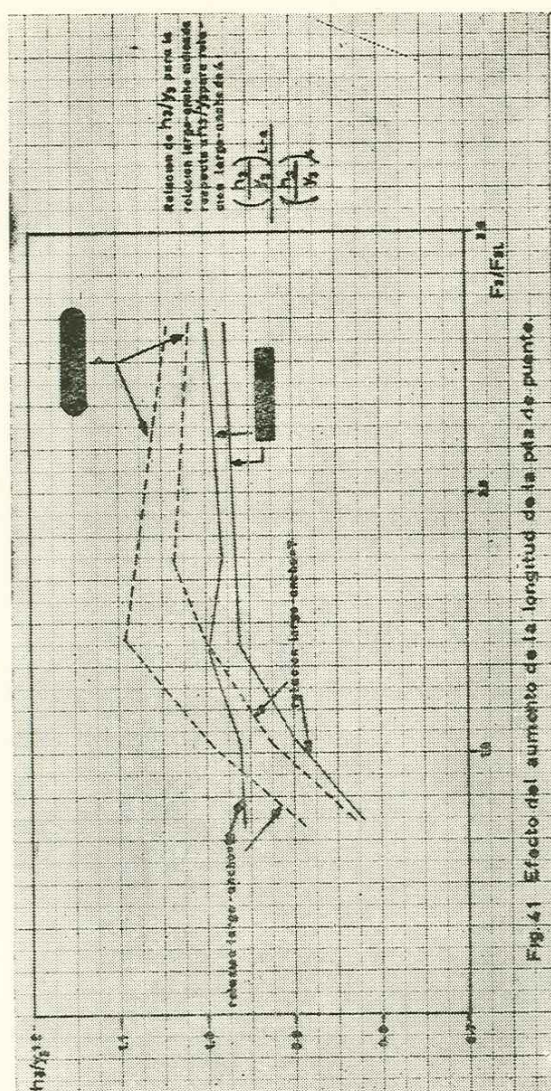
de aquí se obtiene $h^* = 0.275 \text{ ft} = 8.4 \text{ cm.}$

b) Si se hubiera empleado pilas rectangulares, $K = 0.908$

$h^* = 0.4 \text{ ft} = 12.2 \text{ cm.}$, lo que nos da un incremento en el reman-
so de

$$\frac{12.2 - 8.4}{8.4} \times 100 = 45\%$$

Véase Refs. 3 y 4.














100 α	SS	RR	CC	LL	TT	T-T	RS	SR	P _{53°} R	P _{60°} R	P _{90°} R
11.7											
L=4b	0.908	0.941	0.954	0.953	0.898	0.907	0.941	0.920	0.945	0.932	0.946

Fig 42 Valores de K en la fórmula de Nagler.

CAPITULO IV

CONCLUSIONES

Podemos decir que el diseño de la cimentación y el tipo que se escoja de ésta dependerá muy especialmente de las condiciones del subsuelo; éstas determinarán el procedimiento de ejecución, que a su vez influenciará la adopción de un tipo de cimentación dado e imprimirá al diseño las modalidades específicas que mejor se ajusten a las necesidades propias del lugar. También son de importancia el carácter de la superestructura, dimensiones, cargas, número y espaciamiento de apoyos; además, la disponibilidad económica de los materiales y equipos especiales involucrados en el procedimiento de construcción. O sea que, si se tiene la posibilidad de adoptar una de entre varias soluciones igualmente satisfactorias desde el punto de vista técnico, la selección final recaerá sobre la que ofrezca mayor garantía respecto a adquisición oportuna de materiales y equipo adecuado para su ejecución.

Como se vió en Cap. III Art. III-2 el efecto de socavación es directamente proporcional a la velocidad de la corriente, y que el empuje hidrodinámico en las partes expuestas a la corriente aumenta con el cuadrado de la velocidad, se concluye que debemos ubicar las subestructuras de puentes en zonas de baja velocidad.

Según vimos en Cap. I, el costo de la superestructura aumenta con la profundidad de desplante de la misma, por lo que se concluye que debemos buscar para el efecto los mantos resistentes lo menos profundos posibles, pero compatibles con la seguridad de estabilidad de la estructura en general.

Respecto a la socavación local alrededor de pilas y estribos de puentes, podemos concluir que (como se vió en Cap. III), la magnitud y carácter del fenómeno dependen del tipo de material que constituye el lecho de la corriente, el alineamiento de ésta en el sitio de ubicación del puente, la pendiente general del cauce, gasto que desaloja, tirante de la corriente bajo el puente, grado de reducción del área hidráulica, forma de las pilas y estribos, etc. Por lo cual habrá que tenerse en cuenta en el diseño de la cimentación, todos estos factores; por ejemplo, la ubicación

del puente se escogerá en pendientes longitudinales suaves del lecho de la corriente; la localización de las pilas se hará sobre materiales poco erosionables y en sitios de corrientes no muy fuertes; su espaciamiento y dimensiones transversales serán de modo que no presenten una gran reducción del área hidráulica; su forma será la más hidrodinámica posible. Deberá asimismo hacerse un estudio económico de las propiedades que resulten afectadas por el remanso que se vaya a producir por la presencia del puente en la corriente.

Como medida de protección contra el fenómeno de la socavación local se recomienda como el más adecuado el profundizar el nivel de desplante de la cimentación más abajo del de máxima socavación, en lugar de usar algún tipo de protección, como de enrocamiento, pilotes o ataguía de tablestacas.

Según conclusiones de Terzaghi (ver Cap. II) respecto de empujes de tierras, se recomienda hacer mínima la influencia de terrenos cohesivos sobre estructuras que reciben empujes laterales de terraplenes de esta naturaleza; lo cual puede conseguirse, de entre otras soluciones, construyendo filtros de materiales no plásticos adyacentes a dichas estructuras y drenando el agua que llegue a ellos.

APENDICE A-1

Las gráficas 1 y 2 nos dan las cargas al apoyo producidas por carga permanente para puentes carreteros y ferroviarios. (Se usará sólo para dimensionamiento general aproximado de las subestructuras. Nos dan la mitad de la carga del puente).

Las gráficas 3 y 4 son semejantes a las 1 y 2, sólo que toman en cuenta únicamente carga móvil.

Las gráficas 5 y 6 dan el empuje longitudinal producido por carga móvil, para análisis sólo de subestructuras.

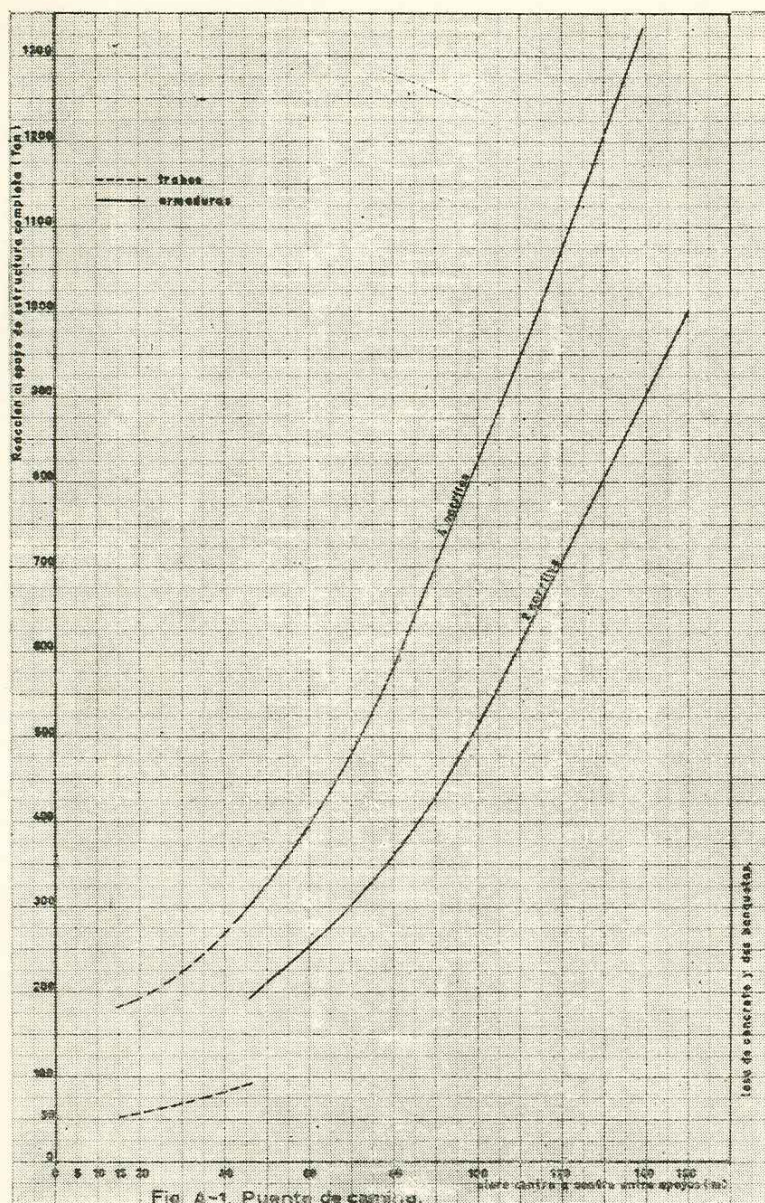


Fig. A-1. Puentes de canal.

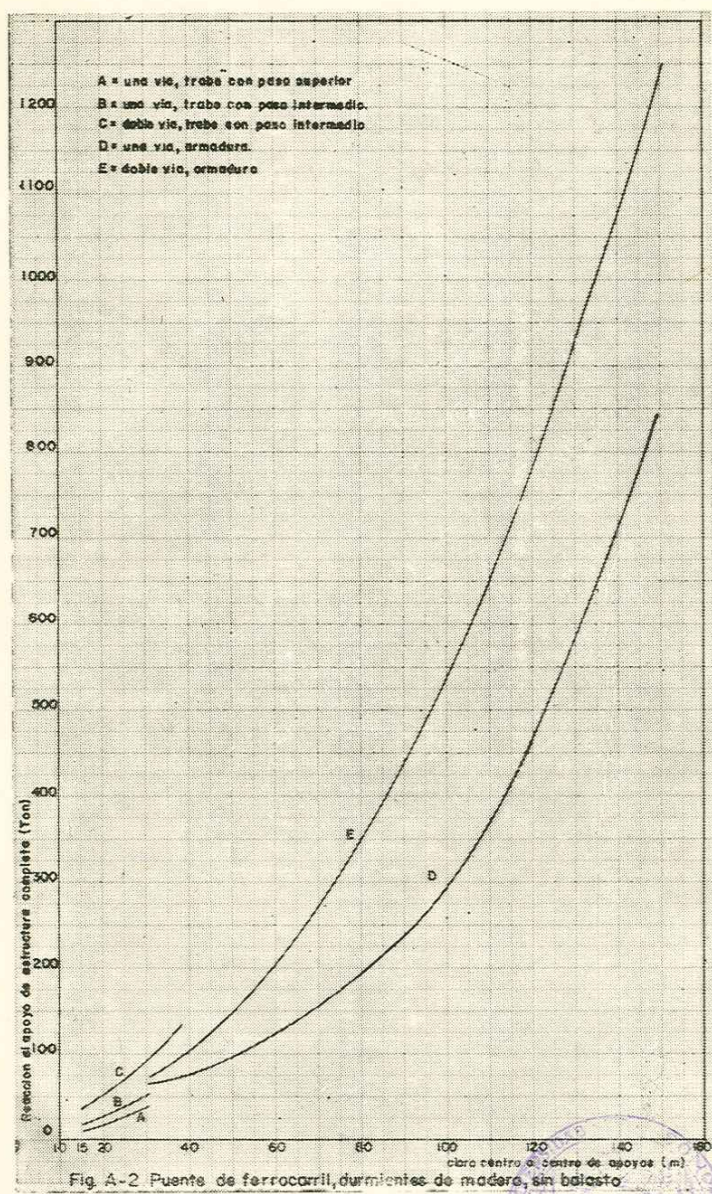
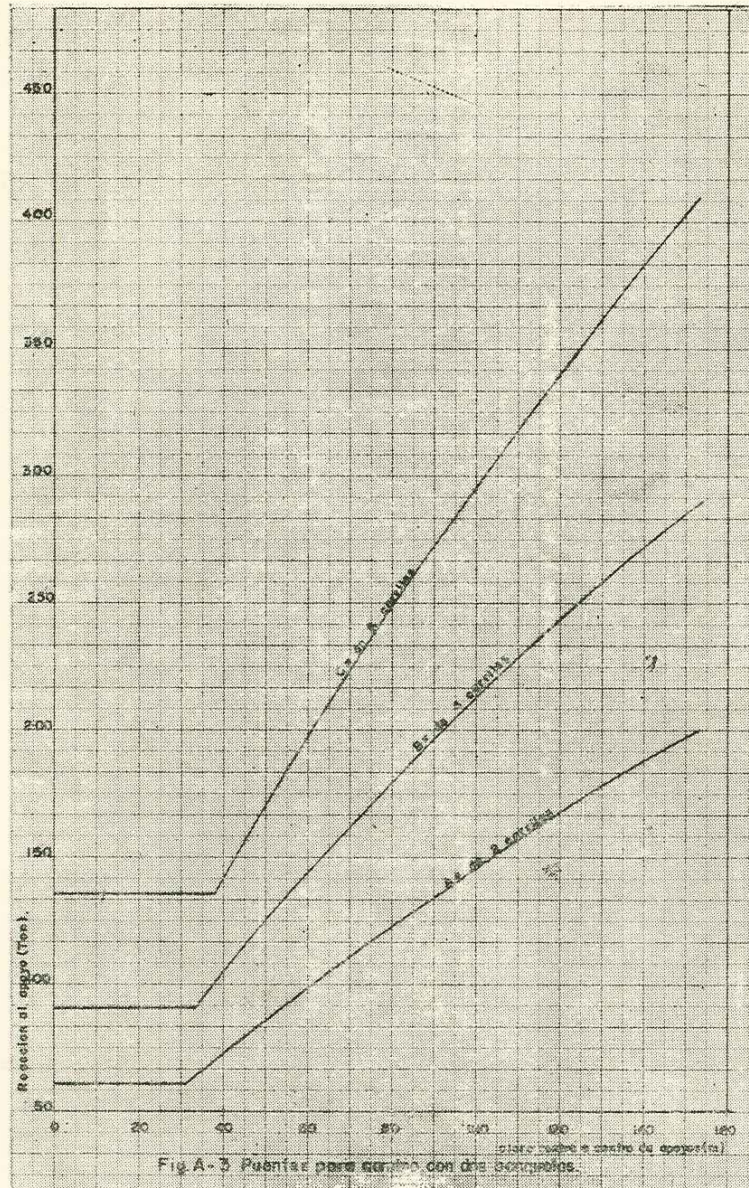
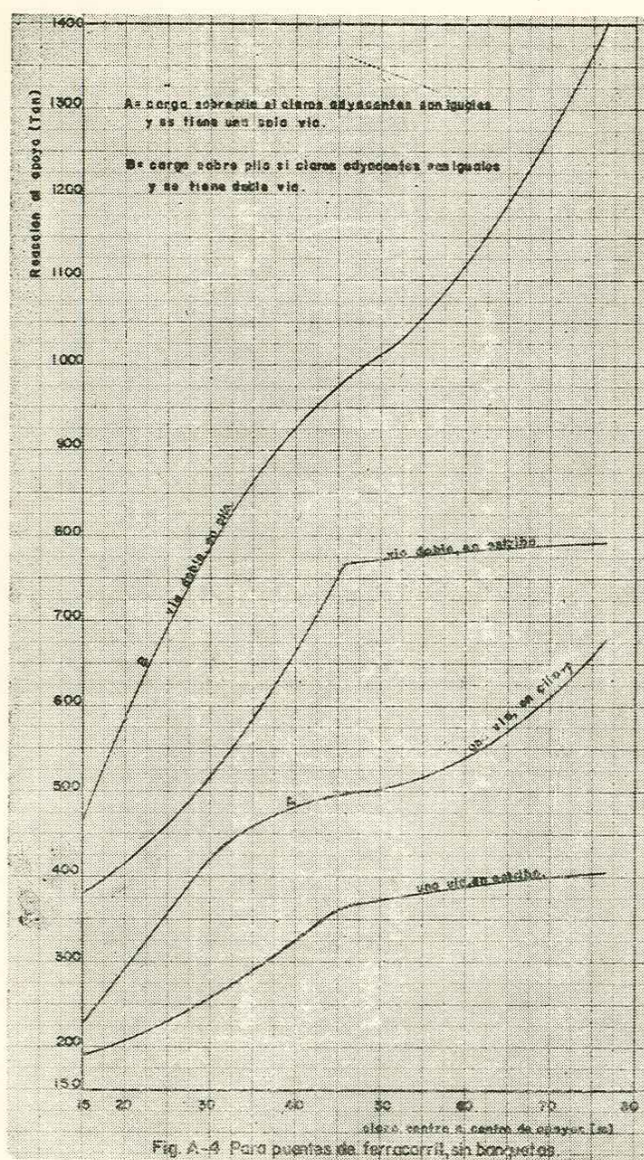
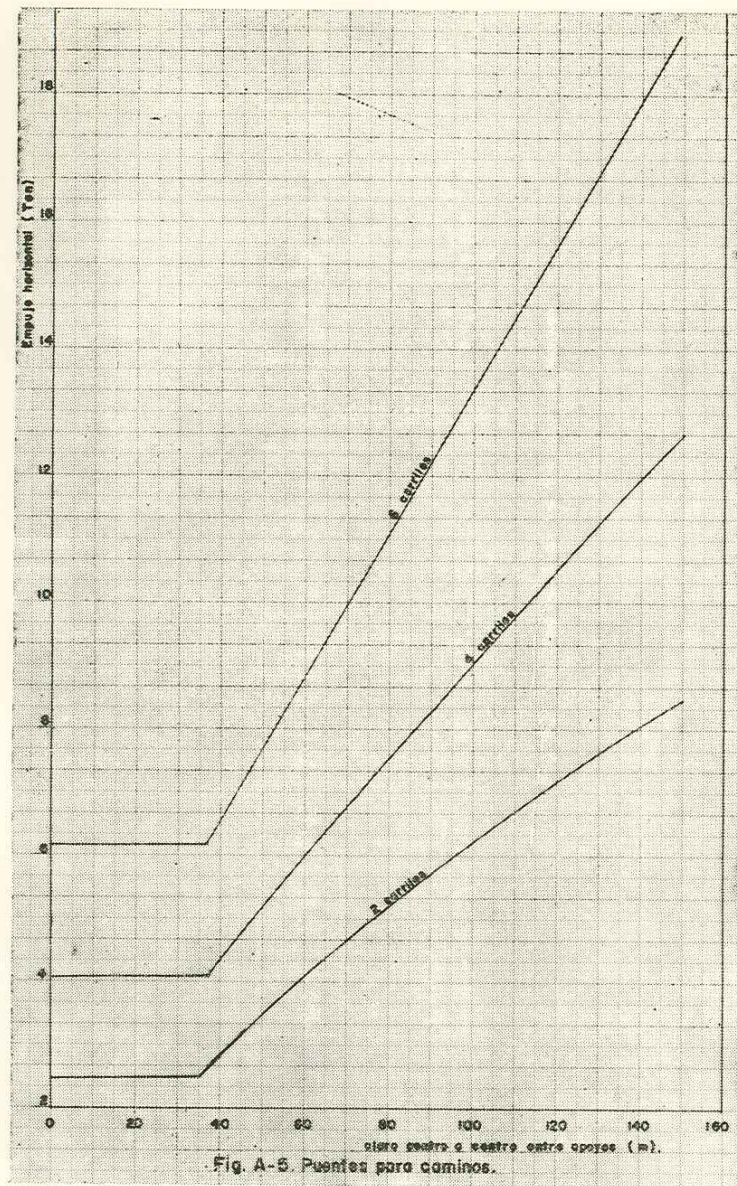


Fig. A-2 Puente de ferrocarril, durmientes de madera, sin balasto







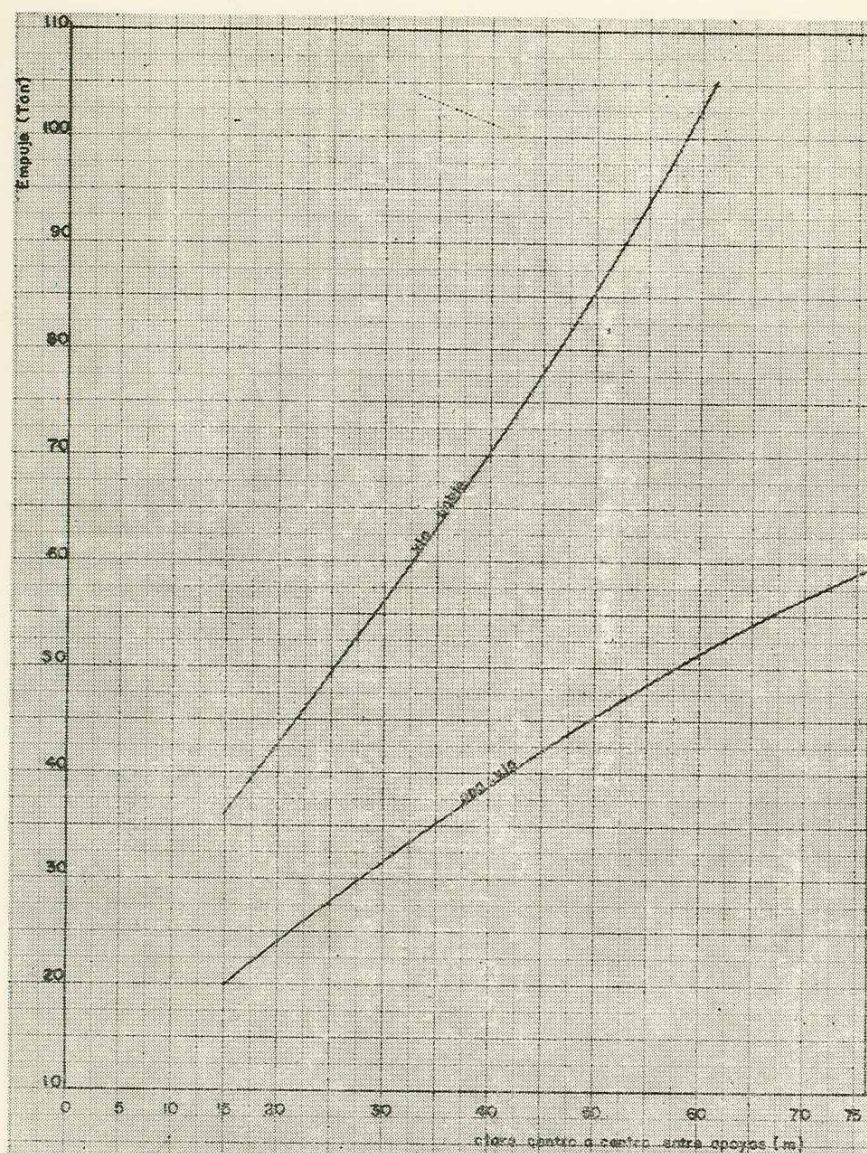


Fig A-6 Para puentes de ferrocarril.

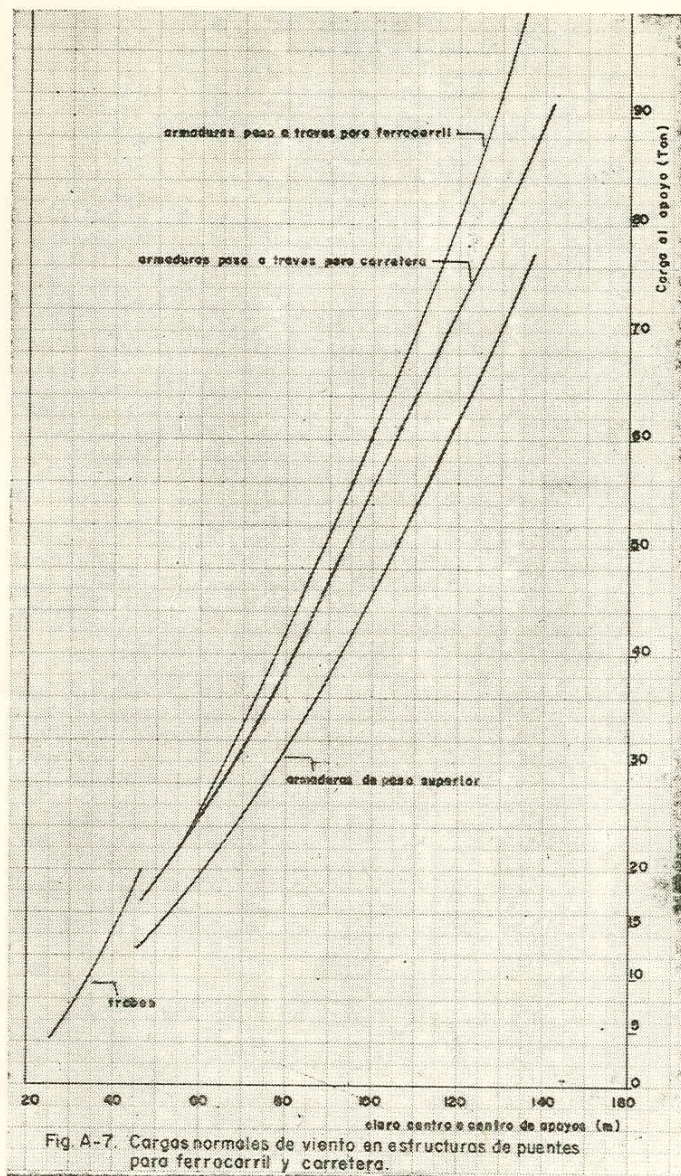
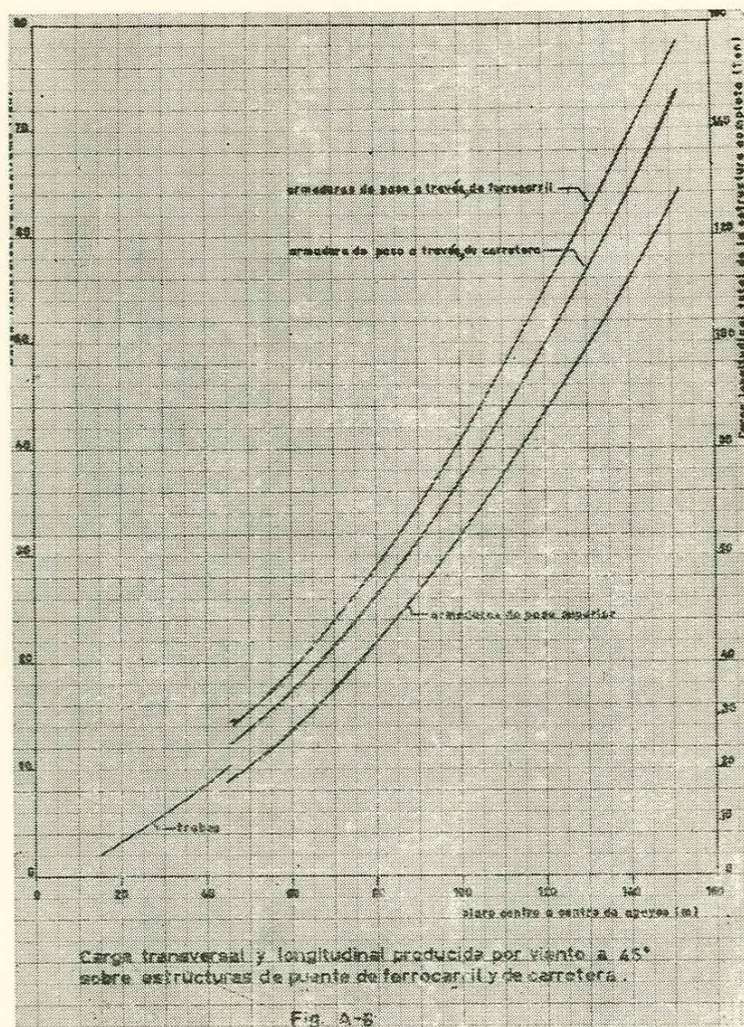


Fig. A-7. Cargas normales de viento en estructuras de puentes para ferrocarril y carretera.



APENDICE B

A manera de ejemplo del diseño de un estribo calculemos la carga sobre el terreno de cimentación del estribo No. 8 del puente "El Gavilán" ubicado en el Km. 43+589 de la carretera Hermosillo-Ures, en Sonora, con origen en Hermosillo.

Datos.

Se tiene un claro de 32.50M; puente para 2 carriles de tránsito; superestructura de traveses de concreto, libremente apoyadas en sus extremos.

Altura del estribo = 10.80 M.

Supondremos que el terraplén de acceso está formado por material rocoso de desperdicio, producto de las excavaciones. Detrás del muro se ha construido un filtro con roca fracturada y se ha proveído de drenaje adecuado al terraplén. Fig. B-1.

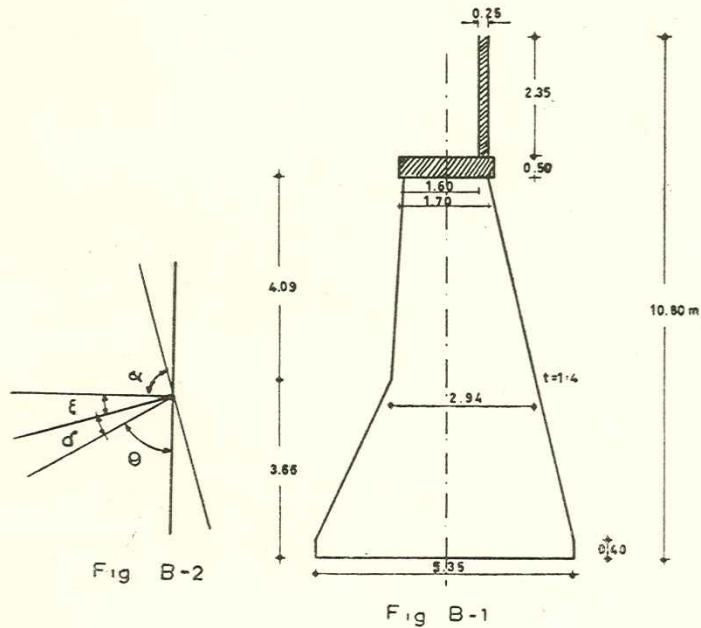
Se suponen los siguientes datos:

se tiene superficie horizontal del terraplén; ángulo de resistencia al cortante del terreno, $\phi = 36^\circ$; peso volumétrico del material, $\gamma = 1800$ Kg/M³; ángulo de rozamiento entre muro y terreno = $\delta = 20^\circ$; peso volumétrico mompostería = 2200 Kg/M³.

De la Fig. B-2 se obtiene, $\alpha + \epsilon + \delta = 90^\circ$; $\delta = 20^\circ$
 $\therefore \alpha + \epsilon = 90^\circ - 20^\circ = 70^\circ$

Y como $\alpha + \epsilon = 90^\circ$, $\therefore \epsilon = 90^\circ - 76^\circ = 14^\circ$
 $\therefore \theta = 70^\circ - 14^\circ = 56^\circ$.

De la Fig. B-3



$$W1 = 3 \times \frac{10.8}{2} \times 1.8 = 29.2 \text{ T}$$

$$W'1 = 4.5 \times \frac{10.8}{2} \times 1.8 = 43.8 \text{ T}$$

$$W2 = 6 \times \frac{10.8}{2} \times 1.8 = 58.2 \text{ T}$$

$$\begin{aligned} W'2 &= &= 73.0 \text{ T} \\ W3 &= &= 87.6 \text{ T} \\ W'3 &= &= 102.2 \text{ T} \\ W4 &= &= 116.8 \text{ T} \\ W5 &= &= 146.0 \text{ T} \end{aligned}$$

Peso aproximado del estribo /M. =

$$\begin{aligned} &(5.35 \times 0.40 + \frac{5.35 + 2.94}{2} \times 3.66 + \frac{2.94 + 1.60}{2} \times 4.09) \times 2200 \\ &+ (0.50 \times 1.70 + 0.25 \times 2.35) \times 2400 \\ &= (2.13 + 15.2 + 9.3) \times 2200 + (0.85 + 0.6) \times 2400 \\ &= 58.5 + 3.5 = 62 \text{ T/M.} \end{aligned}$$

Haciendo cálculos numéricos se puede ver que la resultante pasa a 2.75 M. del punto A de la Fig. B-1.

Veamos ahora el valor de la carga de la superestructura. De la curva A de la gráfica de la Fig. A-3, de Apéndice 1 se ve que vale 63 Ton.

Para la carga móvil hagamos las siguientes consideraciones:



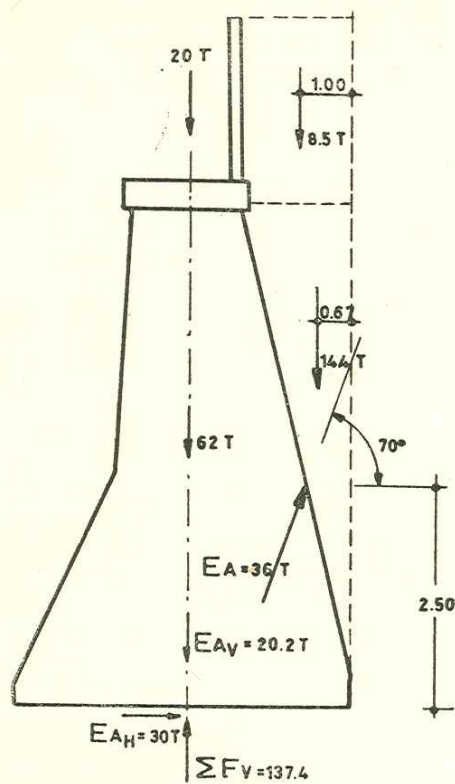


Fig. B-4. Cargas que actúan sobre el cuerpo del estribo.

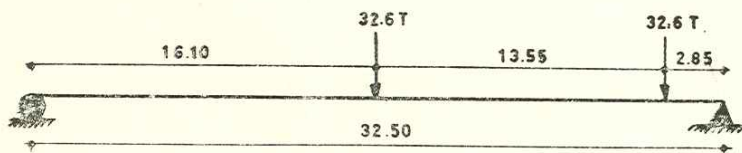


Fig. B-5

es decir 2.85 M. del eje trasero. El peso del camión es $14.52 \text{ T} \times 2 + 3.63 \text{ T} = 32.7 \text{ T}$. Por lo que la reacción en el apoyo vale:

$$R = \frac{32.7 (16.10 + 29.65)}{32.5} = 45.9 \text{ T} \quad (\text{Ver Fig. B-5})$$

y actúa a 2.67 M. de A, al igual que la carga permanente.

La longitud del cuerpo del estribo es de:

$$\frac{9.52 + 12.25}{2} = 10.88 \text{ M.}$$

$$\text{Suma } (R + W_s) = \text{suma } (45.9 + 63.0) = 108.9 \text{ T.}$$

$$\text{Por lo que la carga por metro de estribo es } = \frac{108.9 \text{ T}}{5.44 \text{ M.}} = 20 \text{ T/M.}$$

Descomponiendo E_a en sus componentes horizontal y vertical, se tiene:

$$E_{ah} = E_a \cdot \cos 34^\circ = 36 \text{ T} \times 0.832 = 30 \text{ T.}$$

$$E_{av} = E_a \cdot \sin 34^\circ = 36 \text{ T} \times 0.562 = 20.2 \text{ T.}$$

Con esto se encuentra que la carga vertical total que recibe la base de la zapata del estribo vale:

$$\begin{aligned} & \frac{R + W_s}{\text{media long. de estribo}} + \text{peso propio} + E_{av} = \\ & = 20 + 62.0 + 20.2 = \\ & = 102.2 \text{ T.} \end{aligned}$$

La planta de la zapata del cuerpo del estribo es de longitud

$$= 9.52 + 12.25 = 21.77 \text{ M.}$$

$$\text{ancho} = 5.35 \text{ M.}$$

$$\text{Por lo que área de estribo} = \frac{10.88 + 5.35}{2} = 29 \text{ M}^2.$$

Momento de volcamiento por empuje de tierras:

$$\text{Mom.} = 30 \text{ T} \times 3.50 \text{ M.} = 105 \text{ T-M.}$$

Peso de la cuña de tierra:

$$\text{Wt1} = \frac{2 \times 8 \times 1800}{2} = 14400 \text{ Kg.} = 14.4 \text{ T.}$$

$$\text{Wt2} = 2 \times 2.35 \times 1.80 = 8.5 \text{ M.}$$

$$\text{Suma (Wt1 + Wt2)} = 14.4 + 8.5 = 22.9 \text{ T.}$$

Momento estabilizante de la cuña de tierra =

$$= 14.4 (2.67 - 0.67) + 8.5 \times 1.67 = 28.8 + 14.2 = 43 \text{ T-M.}$$

$$\text{Suma de fuerzas verticales} = 20 + 62 + 20.2 + 22.9 = 125.1 \text{ T.}$$

$$\text{Suma de momentos} = (105 - 43) \text{ T-M.} = 62 \text{ T-M.}$$

El esfuerzo máximo en el terreno será por tanto, bajo el extremo A de la zapata

$$p = \frac{F_v}{A} + \frac{M.C}{I}$$

$$C = 2.68 \text{ M.}$$

$$I = \frac{bd^3}{12} = \frac{1 \times 5.35^3}{12} = 12.9 \text{ M}^4.$$

Sustituyendo valores se tiene:

$$p = \frac{125.1 \text{ T}}{29.0 \text{ M}^2} + \frac{62 \text{ T-M} \times 2.68 \text{ M.}}{12.9 \text{ M}^4} = 4.3 + 12.8 = 17.1 \text{ T/M}^2$$

$$= 1.71 \text{ Kg/cm}^2.$$

El esfuerzo máximo admisible que marcan los planos es de 3Kg/cm²; por lo cual se ve que está sobrado.

REFERENCIAS:

- Ref. 1.— SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE, de Terzaghi and Peck.
- Ref. 2.— APUNTES. de la clase de Mecánica de Suelos, Ing. Raúl Petterson T.
- Ref. 3.— OBSTRUCTION OF BRIDGE PIERS TO FLOW OF WATER, F. A. Nagler, Trans. ASCE, Vol. 82, 1918.
- Ref. 4.— OPEN CHANNEL HYDRAULICS, Ven Te Chow.
- Ref. 5.— FOUNDATIONS OF STRUCTURES, C. W. Dunham.
- Ref. 6.— PIERS, ABUTMENTS AND FORMWORK FOR BRIDGES, J. R. Robinson.
- Ref. 7.— COURS DE PHYSIQUE GENERALE, MECANIQUE, Masson.
- Ref. 8.— FOUNDATIONS OF BRIDGES AND BUILDINGS, Jacoby and Davis.
- Ref. 9.— FOUNDATION DESIGN, Layne C. Teng.
- Ref. 10.— STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, A.A.S.H.O. 1957.
- Ref. 11.— FOUNDATION DESIGN AND CONSTRUCTION, M. J. Tomlinson.
- Ref. 12.— ENGINEERING GEOLOGY AND GEOTECHNICS, Krynine and Judd.
- Ref. 13.— PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE PUENTES, Ing. Ricardo Lasso.

- Ref. 14.— ESTIMATING CONSTRUCTION COSTS, R. L. Peurifoy.
- Ref. 15.— APUNTES DE LA CLASE DE PUENTES, Ing. Vicente Guerrero y Gama.
- Ref. 16.— APUNTES DE LA CLASE DE PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION, Ing. V. M. Martínez M.
- Ref. 17.— SCOUR AT BRIDGE PIERS, Ing. Luigi Stabilini, C. E., mayo de 1963.
- Ref. 18.— “La Socavación Alrededor de los Apoyos de Puentes. Su Estudio Teórico y Experimental”, Dr. Enzo Levi, Rev. INGENIERIA, Vol. XXIX. No. 3.
- Ref. 19.— “Protección Contra la Socavación Producida al Pie de las Pilas de Puente”, Dr. Enzo Levi e Ing. Humberto Luna, Rev. INGENIERIA, Vol. XXX, No. 3.
- Ref. 20.— APUNTES DE LA CLASE DE PUENTES, Ing. Jorge Valencia H.

Indire:

CAP. I.- GENERALIDADES	3
Art. I.- 1.—Generalidades sobre pilas y estribos	5
Art. I.- 2.—Pilas	7
Art. I.- 3.—Investigación Geológica	17
Art. I.- 4.—Generalidades sobre la cimentación	23
Art. I.- 5.—Esfuerzos admisibles en terrenos arenosos para ci- mentación de pilas	25
Art. I.- 6.—Cajones cimentados sobre arcilla	27
Art. I.- 7.—Capacidad de carga de pilas cilíndricas	27
Art. I.- 8.—Cómo valorar fs	29
Art. I.- 9.—Generalidades sobre estribos	35
Art. I.- 10.—Generalidades sobre pilas	55
Art. I.- 11.—Definición de términos y ejemplos	63
CAP. II.- CIMENTACION	91
1.— Por medio de zapatas	93
2.— Por medio de pilotes	101
3.— Por medio de cajones	135
CAP. III.- FENOMENO DE LA SOCAVACION LOCAL ALREDEDOR DE LAS PILAS DE PUENTES	149
Art. III.- 1.—Mecanismo de la socavación	155
Art. III.- 2.—Socavación en pilas	155
CAP. IV.- CONCLUSIONES	183
APENDICE A - 1	189
APENDICE B	207
REFERENCIAS	221