



Artículo: COMEII-17009

III CONGRESO NACIONAL DE RIEGO Y DRENAJE COMEII 2017

Puebla, Pue., del 28 al 30 de noviembre de 2017



17023_Juan_Diaz.do

CX

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO Y DE LA CIMENTACIÓN CON PILOTES DE PUNTA Y DE FRICCIÓN EN PUENTES VEHICULARES DEL CANAL PRINCIPAL CULIACÁN HUMAYA.

José Eduardo Moreno Bañuelos^{1*}; Humberto Pérez Medina²

¹Especialistas en hidráulica. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Paseo Cuauhnáhuac 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos.

emoreno@tlaloc.imta.mx - (777) 329 3600 ext. 118 (*Autor de correspondencia)

²Consultor externo, Culiacán, Sinaloa.

Resumen

Para llevar a cabo el diseño integral de proyectos ejecutivos derivados de la sobreelevación y rehabilitación integral del Canal Principal Humaya (CPH), fue necesario replantear las nuevas condiciones de servicio de los puentes vehiculares y los caminos junto con otras estructuras en ambas márgenes del canal, con el fin de mejorar la operación y comunicación, establecer los criterios de selección mediante el análisis hidráulico determinando el nivel mínimo del intradós que debe existir entre el espejo del agua y el nivel inferior del puente y, llegar al diseño óptimo del tipo de puente al mínimo costo, todo esto sin afectar el servicio de suministro de agua a la Ciudad de Culiacán y al mismo Distrito de Riego 010. En un primer análisis se determinó el reemplazo y diseño de 10 nuevos puentes a lo largo de 120 km. Aunado a los estudios básicos requeridos en el menor tiempo posible, se buscó la solución más rápida en el análisis estructural de los nuevos puentes con el método matemático del elemento finito, utilizando el software *Robot Analysis Structural*, atendiendo al diseño conceptual, términos legales, requisitos técnicos, lineamientos y normatividad establecidos por el IMTA. Cabe señalar que en esta primera parte se presenta la solución a la subestructura que consiste en un conjunto de 12 pilotes, para formar dos líneas de 6 en cada extremo, los cuales trabajarán de punta y de fricción; soportarán los cabezales y estos la superestructura y se ejemplifica con el puente del km 1+700.



Palabras clave adicionales: proyecto ejecutivo, pilotes, intradós, elemento finito.

Introducción

Los agricultores de los Distritos de Riego 010 Culiacán Humaya y 074 Mocorito, del estado de Sinaloa, han manifestado su preocupación a la Comisión Nacional del Agua por las limitaciones del servicio de riego, derivadas de las restricciones en la capacidad del Canal Principal Humaya (CPH). Lo anterior ha motivado a revisar y mejorar las condiciones físicas del Canal, sus estructuras tanto en la conducción, como en la operación del sistema en su conjunto.

Por lo anterior, le han encargado al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) la responsabilidad del diseño de una gran cantidad de estructuras de cruce a remover, modificar y adecuar a las nuevas condiciones de servicio del CPH, para lo cual solicitó apoyo a consultores externos para elaborar parte de los estudios técnicos y parte de las estructuras referentes a la sobre-elevación del CPH.

Como ejemplo del diseño de puentes se ha tomado el caso del puente vehicular del km 1+700 del Canal Principal Humaya, para mostrar parte de la metodología del diseño y procedimientos constructivos ante la problemática de no poder interrumpir el servicio de conducción de agua del CPH, aun fuera del ciclo de riego, es decir de junio a septiembre, razón por la que se tuvo que innovar en buena medida los procedimientos constructivos, buscar nuevos procesos de diseño, tanto software, como hardware, materiales, subsistemas y formas de construir las estructuras y operar el complejo canal.

El factor tiempo para el logro de metas, ejecutar tanto los estudios, los proyectos ejecutivos, como las obras asociadas al CPH sin afectar el suministro de agua, fue determinante para incorporar nuevas tecnologías, métodos, consultorías con equipos y herramientas de última generación y finalmente cumplir con el Compromiso Presidencial, que consistió en aumentar la capacidad de conducción del canal de 80 a 120 m³/s, dar mayor flexibilidad y oportunidad al servicio de riego de los cultivos e incrementar la producción y productividad de los usuarios.

El eje principal del puente en la posición actual, se encuentra ubicado en el cadenamiento 1+700, a consecuencia de la sobreelevación del mismo se requiere incrementar su nivel para que continúe en servicio, pasando el nivel actual del intradós (cara inferior de las traveses de apoyo) 76.919 msnm al nivel del intradós modificado 79.330 msnm, lo que significa sobreelevar la losa de rodamiento en 2.411 m, como se muestra en la tabla 1.

La subestructura estará compuesta por un conjunto de 6 pilas en cada extremo como parte importante de la cimentación, elaboradas in situ con concreto reforzado con una resistencia a la compresión f_c de 350 kg/cm² y acero de refuerzo con una resistencia a la fluencia f_y de 4200 kg/cm².



La superestructura estará conformada por 6 vigas prefabricadas de sección rectangular tipo cajón, con una longitud de proyecto de 25.92 m, peralte de 1 m, ancho de patín inferior y superior de 12 y 10 cm respectivamente, y almas de 12 cm. La plataforma es una losa maciza de concreto reforzado con dimensiones de 9 m de ancho, 28.52 m de largo y espesor de 0.20 m. Los niveles actuales y los de sobreelevación en msnm se presentan en la tabla 1. Cabe mencionar que por razones de espacio, la superestructura será presentada en otra ponencia.

Tabla 1. Niveles del puente actuales y futuros debidos a la sobreelevación msnm.

Estado	Intradós	Losa de rodamiento	S.L.A.	Nivel de bordo der.	Nivel de bordo izq.
Actual	76.92	78.01	76.91	78.65	77.98
Sobreelevado	79.33	80.43	78.43	80.64	80.64

Materiales y métodos

Localización

Culiacán, oficialmente Culiacán de Rosales, es un municipio y ciudad del noroeste de México, capital del Estado de Sinaloa y del Municipio de Culiacán. El Distrito de Riego 010 se ubica en esta ciudad y región centro del estado de Sinaloa y noroeste de México. Está ubicada a 1 240 km de la Ciudad de México, 502 km de Tepic y 688 km de Hermosillo, sus coordenadas geográficas son: 24°48'15" latitud norte y 107°25'52" longitud oeste, con una altitud de 54 msnm (figura 1).



Figura 1. Macrolocalización del D.R. 010 Culiacán Humaya, Sinaloa.

El sitio del primer puente vehicular tomado como caso de este estudio, se localiza en las coordenadas geográficas: 25° 62'4.3" latitud norte y 107°23'36.2" longitud



oeste. El punto de dicha estructura visto en planta se puede observar en la figura 2.



Figura 2. Ubicación del puente vehicular km 1+700.

Topografía

Basado en el estudio realizado por CONAGUA (2013) “Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobre-elevación del Canal Principal Humaya Y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Primera Etapa)” se utiliza como referencia la configuración topográfica y geométrica establecida en dicho estudio para obtener las condiciones y niveles de diseño del primer puente vehicular sobre el CPH en el cadenamiento 1+700.

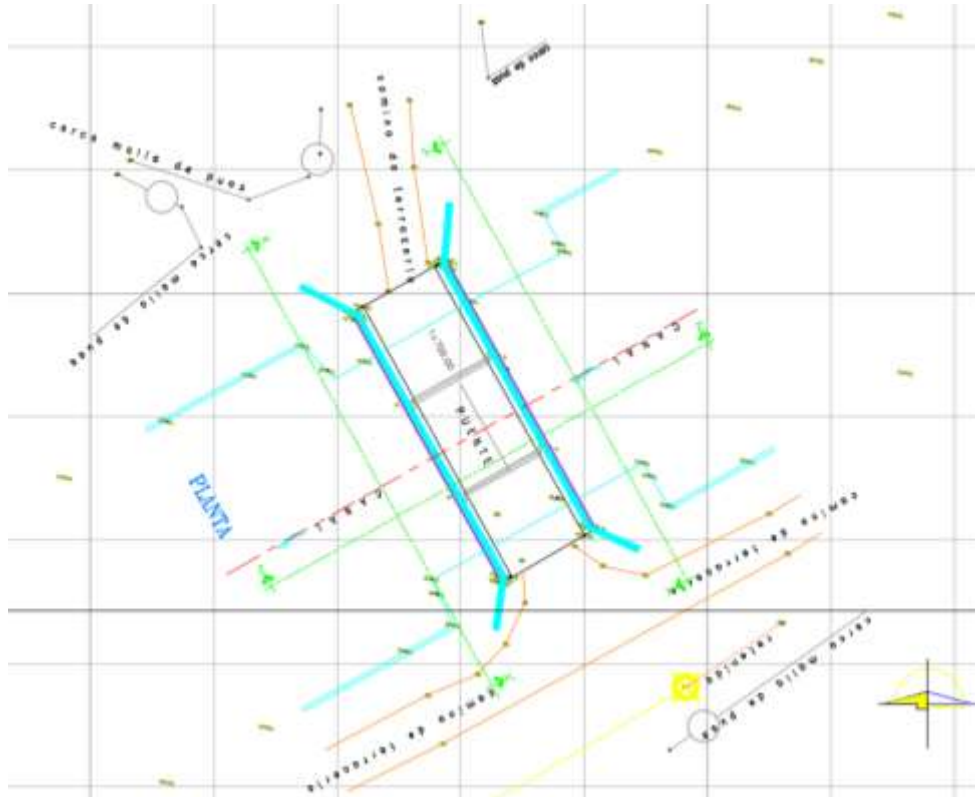


Figura 3. Levantamiento topográfico de la planta del puente km 1+700.

La mencionada configuración topográfica considera los municipios de Culiacán, Angostura y Guamúchil, desde la presa derivadora Andrew Weiss (km 0+000) hasta el tramo final de estudio (km 181+300). Las actividades consistieron en la localización y establecimiento de bancos de referencia para la planimetría y altimetría, la nivelación de una poligonal de apoyo, el levantamiento de estructuras de control y la altimetría para obtener secciones del canal a equidistancias de 100 m en los primeros 126 kilómetros y a cada kilómetro en el tramo final del canal.

Los niveles para proyección del puente vehicular sobre la sección del km 1+700, del CPH de reubicación de la estructura presa-puente son los obtenidos mediante las curvas de nivel presentadas en el plano topográfico que se muestra en la figura 3.

El intradós o cara inferior de la superestructura, se debe desplantar a partir del nivel 79.015 msnm. Esta elevación considera los 0.60 m del bordo libre y 0.30 m de sobre-bordo establecidos en los términos de referencia para efectos de este proyecto.

Geotecnia

La actividad orogénica asociada a la subducción sostenida de la placa oceánica Farallón, debajo del borde occidental de América del Norte, dejó marcadas evidencias de su paso por el noroeste de México, especialmente durante el



Cretácico y el Paleógeno. Entre éstas, destaca el emplazamiento de la porción sur del Batolito de las Sierras Peninsulares a través de Baja California y la porción occidental de Sinaloa, y del cinturón volcánico-plutónico laramídico en Sonora y Sinaloa.

En la porción centro-norte de Sinaloa, las características geomorfológicas de la angosta planicie costera se relacionan preferentemente con el desarrollo de las llanuras aluviales de los ríos San Lorenzo, Culiacán, Mocorito, Sinaloa y Fuerte, entre otros de menor importancia. Son ríos de cuenca de drenaje pequeña dada la proximidad de la Sierra Madre Occidental al litoral.

Las llanuras desarrolladas preferentemente por los procesos aluviales habidos a partir del Pleistoceno han sido ampliamente acrecentadas durante el Reciente; están formadas por depósitos deltaíco-estuarinos, lagunares y de antiguas playas y dunas. Durante su evolución han sido rellenados algunos cuerpos lagunares y abandonados varios cauces fluviales.

Los sedimentos que constituyen a la planicie costera han sido aportados por los ríos y arroyos que drenan la vertiente pacífica de la Sierra Madre Occidental, y que en su curso erosionan rocas volcánicas cretácicas y terciarias, y algunas intrusiones según la Carta Geológica de la República Mexicana (1992) y el Atlas de Sinaloa (1980).

Los afloramientos de las rocas ígneas laramídicas siguen un alineamiento NWSE, y comprenden numerosos plutones de dimensiones variables, cuya composición varía entre cuarzodiorita y granito. Estos plutones están, a su vez, cortados por enjambres de diques de aplita, pegmatita, granófico y lamprófico. Las rocas volcánicas laramídicas se caracterizan por aglomerados y derrames de lava de composición intermedia, seguidas por tobas andesíticas intercaladas localmente con depósitos lacustres fosilíferos en algunos lugares, los cuales están, a su vez, sobreyacidos por derrames y tobas riolíticas y riódacíticas. Debido a su relativa mayor resistencia a la erosión, las rocas volcánicas están mejor preservadas en la porción oriental del cinturón, mientras que al oeste el cinturón está dominado por granitoides intensamente erosionados.

La mayor parte del Canal Humaya se localiza en limos-arenas y rara vez cruza por andesitas-tobas andesíticas evitando y rodeando así las estructuras de mayor altitud, con algunas excepciones como la del túnel “El Tecorito”.

Fallas geológicas

El canal Humaya atraviesa por cinco fallas principales, de las cuales se realiza una descripción de sus características en la tabla 2. Ninguna de estas fallas pasa por algún dique, sólo cruzan el canal. Las fallas forman parte del sistema de Cuencas y Sierras de la República Mexicana.

Tabla 2. Descripción de las fallas.



Nombre de la falla	Tipo de falla	Litología	Km aproximado en el que atraviesa el C.P. Humaya
Ojo de agua	Desplazamiento lateral izquierdo	Andesita-toba andesítica	Al final del tunel "el Tecorito" en el km 9+180
San Rafael	Desplazamiento lateral izquierdo	Del lado derecho de la falla se tiene una andesita- toba andesita y del lado izquierdo una granodiorita	km 10+490
Cerritos	Normal con rumbo NW y echado al SW	Andesita-Basalto	km 22+360
El tecomate	Normal con rumbo NW y echado al NE	Divide una andesita-Basalto de limos-arenas	km 23+450
Potrero	Normal con rumbo NW y echado al SW	Riolita-toba riolitica	km 104+800

Sismicidad

El Golfo de California es una de las regiones más importantes en el estudio del mecanismo y dispersión del fondo submarino, es una de las zonas tectónicamente activa debido a que la Península de Baja California se está separando del resto del continente con un movimiento hacia el NW, la estructura tectónica del Golfo de California está íntimamente ligada con el sistema de la falla de San Andrés. En las costas de Sinaloa se pueden observar bloques basculados (una parte levantada y otra hundida) por movimientos laterales y por las diferentes tasas de desplazamiento de las placas tectónicas, por lo cual se puede encontrar en las costas terrazas marinas de menos de 500 000 años hasta una altura de 200 m. Los movimientos asociados con la apertura del Golfo se transforman directamente en la ocurrencia de temblores importantes sobre el sistema de San Andrés y representa un riesgo sísmico potencial.

Con fines de diseño antisísmico, la República Mexicana se dividió en cuatro zonas sísmicas (figura 4), utilizándose los catálogos de sismos del país desde inicios de siglo XX. La zona A es una zona donde no se tienen registros históricos de sismos, no se han reportado sismos en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad a causa de temblores. Las zonas B y C son zonas intermedias, donde se registran sismos no tan frecuentemente o son zonas afectadas por altas aceleraciones pero que no sobrepasan el 70% de la aceleración del suelo. La zona de estudio (km 1+700) se ubica dentro de esta zona sísmica. La zona D es una zona donde se han reportado grandes sismos históricos, donde la ocurrencia de sismos es muy frecuente y las aceleraciones del suelo pueden sobrepasar el 70% de la aceleración de la gravedad.

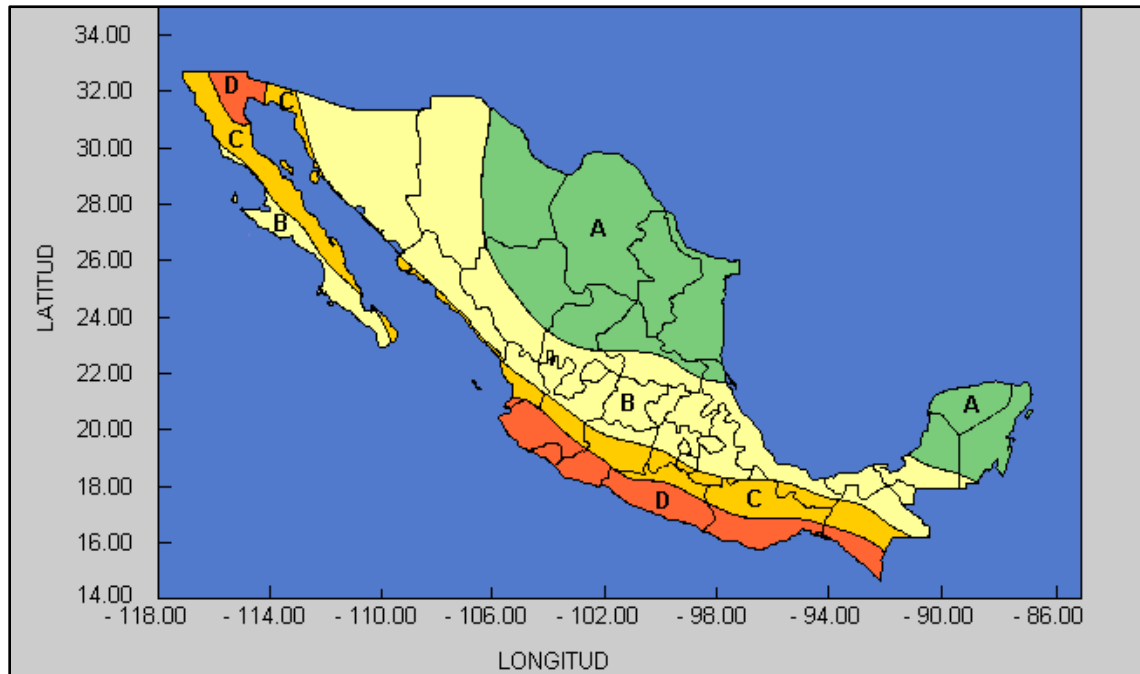


Figura 4. Regionalización sísmica de la República Mexicana.

Mecánica de suelos

Debido a los trabajos de sobreelevación que se realizarán en los bordos del Canal principal Humaya, con la finalidad de aumentar el suministro de agua para riego en la zona, las estructuras de cruce sobre el canal tales como puentes vehiculares y peatonales, represas y desfogues existentes, quedarán en niveles inferiores al proyectado por lo que es necesario reubicar dichas estructuras y en su caso ser sustituidas por nuevas que cumplan con las especificaciones de altura en función del bordo libre y sobre-bordo establecido en los términos de referencia a los que se sujeta este proyecto ejecutivo.

El dimensionamiento de los elementos que conforman la cimentación para el puente del cadenamiento 1+700 depende fundamentalmente de los materiales existentes en el subsuelo, con ello se define profundidad de desplante y capacidad de carga. Es por lo anterior que se requiere realizar sondeos profundos en el sitio de proyecto para su caracterización.

El presente apartado contiene los resultados del programa de exploración y muestreo de suelos realizado por la empresa Centro Experimental y Servicio en Ingeniería Civil (Asesoría en Mecánica de Suelos y Control de Calidad), así mismo presenta pruebas de laboratorio, determinación de la capacidad de carga y recomendaciones para la cimentación más adecuada para la construcción del cruce proyectado, en el cadenamiento km 1+700.

Para proyección de la estructura vehicular se utilizó la sección topográfica e hidráulica del cadenamiento km 1+700. En esta sección se presenta un tirante de diseño del orden de 6.175 m.



Diseño de pilotes

Los pilotes de cimentación son utilizados en circunstancias especiales para soportar la carga transmitida por la superestructura, la cual a su vez es transmitida al lecho rocoso subyacente o inclusive a capas de suelo más fuertes a profundidades razonables. Se ha recurrido a ellos dada la situación especial de operación permanente del CPH, durante 8 meses continuos a su capacidad normal de 108 m³/s y 4 meses del año a su capacidad mínima de 3 m³/s; es decir, no se puede interrumpir el servicio de riego, ni el suministro de agua a la ciudad de Culiacán. Otra ventaja de este tipo de cimentación es que al utilizar pilotes de punta y de fricción del tipo Western, se pueden construir de concreto reforzado in situ, además, con las nuevas tecnologías de perforación circular con broca sin fin y relleno de cavidad con lodo bentonítico, no requiere obra de desvío para la construcción del puente vehicular en cualquier época de año.

Con base en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-C) del DDF, en el inciso 3.6, página 12, se hace la siguiente estimación:

a. *Cimentaciones con pilotes de punta y de fricción:* son los que transmiten la mayor parte de la carga a un estrato resistente por medio de su punta.

b. *Estados límite de falla:* se verificó, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad 3.11 de NTC-C para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas según las secciones 3.6.1.1 y 3.6.1.2 de la norma.

c. *Capacidad por punta:* la capacidad de carga de un pilote de punta, C_p , se calculó de preferencia a partir de los resultados de pruebas de campo calibradas mediante pruebas de carga realizadas sobre los propios pilotes. En las situaciones en las que se cuente con suficientes resultados de pruebas de laboratorio realizadas sobre muestras de buena calidad y que exista evidencia de que la capa de apoyo sea homogénea, la capacidad de carga podrá estimarse como sigue:

a. Para suelos cohesivos

$$C_p = (c_u N_c * F_R + p_v) A_p \quad (1)$$

b. Para suelos friccionantes

$$C_p = (\bar{p}_v N_q * F_R + p_v) A_p \quad (2)$$



En base a las propiedades estratigráficas del suelo, reportadas en estudio de mecánica de suelos, se considera que de las dos expresiones, la que aplica es la de suelos friccionantes, donde:

A_p : es el área transversal de la base del pilote.

p_v : es la presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes; se calcula como el producto de Peso Vol. natural promedio (1.86 ton/m³) por la profundidad (8.0 m), resulta $1.86 \times 8 = 14.9$ ton/m².

\bar{p}_v : es la presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes; se consideró que el agua pudiera llegar a la superficie de la corona, aplicando la expresión $\bar{p}_v = p_v - u$ (presión intersticial del agua a la misma profundidad, es decir: $\bar{p}_v = 14.9 - 8.0 = 6.9$ ton/m²).

ϕ_u : es el ángulo de fricción aparente estimado de 40 grados, con base a la pruebas de penetración estándar.

N_q^* : es el coeficiente de capacidad de carga, varía según el diámetro y está definido por:

$$N_q^* = N_{\min} + L_e \frac{N_{\max} - N_{\min}}{4B \tan(45^\circ + \phi/2)} \quad (3)$$

Cuando $L_e/B \leq 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$; o bien

$$N_q^* = N_{\max} \quad (4)$$

Cuando $L_e/B > 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$

Para suelos friccionantes, multiplicar la capacidad calculada por el factor:

$$F_{re} = \left(\frac{B + 0.5}{2B} \right)^n \quad (5)$$

donde:

B : es el diámetro de la base del pilote ($B > 0.5$ m); y

n : es un exponente igual a 0 para suelo suelto, 1 para suelo medianamente denso y 2 para suelo denso.

Se asumió un valor de n de 2 por tratarse de un suelo denso, resultando los valores de F_{re} mostrados en la tabla 3.



Tabla 3. Valores de F_{re} para distintos diámetros de pilotes.

B, DIAM M	F_{re}
0.80	0.660
0.90	0.605
1.00	0.563
1.10	0.529
1.20	0.502

Tabla 4. Valor de $N_{m\acute{a}x}$ y $N_{m\acute{i}n}$ para el cálculo de N_q^*

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
$N_{m\acute{a}x}$	12.5	26	55	132	350	1000
$N_{m\acute{i}n}$	7	11.5	20	39	78	130

L_e : es la longitud del pilote o pila empotrada en el estrato resistente; se consideró de 5 m.

B : es el ancho o diámetro equivalente de los pilotes, se estimó para diámetros de 0.8 1.2.

Con los valores resultan para cada diámetro los siguientes valores de N_q (tabla5):

Tabla 5. Capacidad de carga por fricción.

B, DIAM M	A_p M ²	L_c/B	$4(\text{TAN}45+O/2)$	N_q
0.80	0.50	6.25	8.58	276.18
0.90	0.64	5.56	8.58	254.16
1.00	0.79	5.00	8.58	236.54
1.10	0.95	4.55	8.58	222.13
1.20	1.13	5.00	8.58	210.12

ϕ : es el ángulo de fricción interna,
 F_R : se tomará igual a 0.35.



Finalmente se utilizó la ecuación (2) para cada diámetro, resultando el cálculo de la capacidad por punta para cada diámetro del pilote, con la expresión ya señalada (tabla 6)

Tabla 6. Capacidad de carga por punta.

B, DIAM M	Ap M2	Nq	Cp Ton	Fr	Cpcorr punta Ton
0.80	0.50	276.18	341.59	0.660	225.5
0.90	0.64	254.16	398.61	0.605	241.1
1.00	0.79	236.54	458.81	0.563	258.1
1.10	0.95	222.13	522.20	0.529	276.2
1.20	1.13	210.12	588.77	0.502	295.4

d. *Capacidad por fricción:* se aplicaron las mismas Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del DDF, en el inciso 3.6.1.2 incisos b, donde se establece:

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión, C_f , se calculará como:

$$C_f = A_L f F_R \quad (6)$$

Donde:

A_L : es el área lateral del pilote.

f : es la adherencia lateral media pilote-suelo.

Donde la fricción es estimada con la expresión $f = \bar{p}_v \times \tan \delta$, siendo f la fricción entre el suelo y el concreto del pilotes, que se considera de 2/3 partes del ángulo de fricción ϕ .

F_R : se tomó igual a 0.7.

Cálculo de presión total, efectiva y de cada ángulo de fricción lateral.

El cálculo de la fricción para cada diámetro para un pilote de 8 m en la tabla 7.

Tabla 7. Capacidad de carga por fricción por cada metro de profundidad (Ton).

Descripción	Diámetro de pilotes / Capacidad de carga por fricción				
	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
Diametro (m).	0.49	0.55	0.62	0.68	0.74
Fricción por cada metro de profundidad	1.48	1.66	1.85	2.03	2.21
	2.54	2.86	3.18	3.5	3.81
	3.68	4.14	4.6	5.06	5.52



	5.19	5.84	6.48	7.13	7.78
	6.53	7.35	8.16	8.98	9.8
	7.95	8.94	9.93	10.93	11.92
	9.17	10.32	11.46	12.61	13.75
Suma:	37.82	42.55	47.28	52.01	56.74
Factor de reducción	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
Capacidad total	26.5	29.8	33.1	36.4	39.7

Sumando las capacidades de punta y de fricción, resulta la tabla 8:

Tabla 8. Capacidades de carga para diferentes diámetros.

B, Diámetro m	Por Punta Ton	Por Fricción Ton	Total Ton
0.80	225.5	26.5	252.0
0.90	241.1	29.8	270.9
1.00	258.1	33.1	291.2
1.10	276.2	36.4	312.6
1.20	295.4	39.7	335.1

Conclusiones

La cimentación de los puentes con pilotes de punta y de fricción para salvar grandes claros, sin interrumpir el suministro de agua resultó una solución técnica y económicamente rentable.

Referencias bibliográficas

- Rascón, O A; Barousse, M y Ventura, G, (1997). "Análisis normativo y estadístico de cargas vivas en puentes en México. Publicación Técnica No. 97", Instituto Mexicano del Transporte IMT.
- LRFD, (1994). "Bridge Design Specifications. AASHTO", EUA, 1ª Ed.
- Rascón, O. A., (1999). Sistema de cargas vivas vehiculares para diseño de puentes en carreteras alimentadoras, Publicación Técnica No. 130, Instituto Mexicano del Transporte, IMT.
- SCT, (2001). Normativa para la infraestructura del transporte, Secretaría de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte.
- Gobierno del Distrito Federal Mexico. (2004). Reglamento de construcción para el Distrito Federal (2004).



- COMITE ACI 318. (2005). Requisitos de reglamento para Concreto Estructural (ACI-318s-11) y Comentarios.
- CFE. Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC-CFE diseño por Sismo y Viento)
- Brajam M. Das. (2014) "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica" CENGAGE Learning. 4ª. Edición. México D. F.
- McCormac Jack C., Brown Russell H., (2011). "Diseño de Concreto Reforzado" Alfaomega 8ª. Edición, México, D. F.