



Quinto
Congreso Nacional
de Riego y Drenaje
COMEII-AURPAES 2019

Septiembre 2019 | Mazatlán, Sinaloa



Artículo: COMEII-19057

Mazatlán, Sin., del 18 al 20

de septiembre de 2019

ESTUDIOS PARA AMPLIAR LA CAPACIDAD DE CONDUCCIÓN DEL CANAL PRINCIPAL HUMAYA Y REHABILITACIÓN DE LA PRESA DERIVADORA ANDREW WEISS

José Eduardo Moreno Bañuelos^{1*}; Víctor Manuel Ruíz Carmona¹; Nahún Hamed García Villanueva²

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

emoreno@tlaloc.imta.mx - (777) 3293600 Ext 118 (*Autor de correspondencia)

² Comisión Nacional del Agua, Xochimilco, Cd. de México.

Resumen

El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) tuvo el encargo de ampliar la capacidad de conducción de 80 a 120 m³/s del Canal Principal Humaya (CPH), incluida la rehabilitación de la Presa Derivadora Andrew Weiss (PDAW), las obras de toma y desfogue, además de las estructuras que complementan la red mayor, como el “Túnel Tecorito”, siete grandes diques y catorce puentes vehiculares; un sinnúmero de estructuras auxiliares, tales como: sifones, represas, entradas de agua, tomas granja, puentes peatonales, alcantarillas. Para el diseño de esta gran cantidad de estructuras a rehabilitar, remover y adecuar a las nuevas condiciones de servicio, se requirió de un equipo de 12 especialistas para elaborar los estudios técnicos de campo y de gabinete, con tecnologías de última generación, dando origen a los proyectos ejecutivos.

Palabras clave: Derivadora, canal, dique, sifón, puentes.

Introducción

El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) tuvo el encargo de ampliar la capacidad de conducción de 80 a 120 m³/s del Canal Principal Humaya (CPH), incluida la rehabilitación de la Presa Derivadora Andrew Weiss (PDAW) y las obras que complementan la red mayor, con la restricción de no interrumpir el servicio de suministro de agua a los sectores productivos de Culiacán. El IMTA elaboró la metodología del diseño, los procedimientos constructivos y operativos, privilegiando la innovación en nuevos procesos del diseño, automatización de represas, sistemas de información, medición de flujo, software, hardware, materiales y servicios.

El factor tiempo para el logro de resultados, tanto en estudios como en proyectos ejecutivos, sin afectar el suministro de agua, fue determinante para incorporar Sistemas de Información Geográfica (SIG), Global Navigation Satellite System (GNSS), Simulation of Irrigation Canals (SIC), RTK, GPS, DRONES en topografía, hidrología e hidráulica; en análisis estructural se usó el programa ROBOT ANÁLISIS STRUCTURAL; en medición de flujo ULTRASÓNICOS; para extracción y prueba de muestras de concreto ESCLERÓMETROS y laboratorios acreditados. Estas fueron algunas tecnologías de vanguardia, para cumplir en tiempo y forma con el Gobierno Federal y los usuarios, de incrementar la capacidad de conducción del canal en 40 m³/seg, logrando mayor flexibilidad y oportunidad en el servicio de riego de los distritos de riego 010 Culiacán Humaya y 074 Mocorito, Sinaloa.

Localización

Culiacán de Rosales municipio y capital del estado de Sinaloa que abraja los Distritos de Riego 010 Culiacán y 074 Mocorito, se ubica en las coordenadas geográficas 24°48'15" latitud norte y 107°25'52" longitud oeste, con una altitud de 54 msnm. **Figura 1.**



Figura 1 Localización de los D.R. 010 Culiacán y 074 Mocorito, Sin.



Materiales y Métodos

Topografía

Se utilizaron los más modernos sistemas topográficos satelitales RTK GPS, de marca TOPCON. Los equipos RTK GPS TOPCON GR-5, capaces de ligarse a la RGNA, bajando los datos a través del programa TOPCON TOOL, con esto se generan estaciones semejantes a los de la RGNP en el lugar que se requiera, de esta manera se procede al levantamiento ya sea en una estación de la RGNP o con una generada por el GPS, con una marca puesta a partir del punto seleccionado se puede usar un equipo disponible ya sea GPS, estación total o teodolito. Para los trabajos en campo se utilizaron el Sistema de Navegación Global por Satélite (GNSS), conocido como “Sistema Rover” RTK GPS, marca TOPCON GR-5.

Para el estudio topográfico se usó la Red Geodésica Nacional Activa (RGNA), que se define como el conjunto de estaciones de monitoreo continuo de datos del GPS, distribuidas estratégicamente en el territorio nacional, que materializan el Sistema Geodésico Nacional en su vertiente horizontal y proporciona servicios de posicionamiento geodésico a usuarios mediante datos en línea y coordenadas en el marco oficial.

Cada estación de la RGNA a que se liga un levantamiento geodésico desempeña un papel activo, al funcionar como puntos de referencia para determinar las diferencias entre sus posiciones altamente precisas y las posiciones de nuevos puntos derivadas directamente de los datos transmitidos por el sistema de satélites de navegación global (GNSS); así, mediante la técnica del posicionamiento diferencial, la RGNA ofrece información geodésica acorde a las altas precisiones que proporcionan los equipos del sistema de posicionamiento global. Por lo anterior, la RGNA se presenta como una alternativa que permite a los usuarios ligar sus proyectos al Sistema Geodésico Nacional, al disponer gratuitamente de la información y exactitud posicional de las estaciones durante sus levantamientos geodésicos o topográficos con tecnología GPS, con el consecuente ahorro en tiempo y costo.

La Red Geodésica Nacional Pasiva (RGNP) está constituida por más de 100 000 estaciones geodésicas materializadas sobre el terreno con una placa empotrada que identifica a cada una de ellas. Las estaciones geodésicas distribuidas en la República Mexicana se clasifican en tres capas de interés: Red Geodésica Vertical, Red Geodésica Horizontal y Red Geodésica Gravimétrica.

<http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/geodesia/rgnp.aspx>

En función de la red geodésica nacional del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI) con apoyo de un equipo RTK se colocaron los bancos de nivel para la reconstrucción y el levantamiento. El cuadro 1 registra las coordenadas del BN G2:

Cuadro 1. Bancos de nivel y coordenadas utilizados.

B.N	Coordenada X	Coordenada Y	Coordenada Z
G-2	252680.378	2757628.713	72.955



En un plazo de tres meses se realizó la búsqueda de 240 bancos de nivel, en 110 km del CPH, de los cuales solo fue posible localizar 93. Identificados los bancos de nivel existentes, se procedió a la reposición y nivelación de bancos de nivel, utilizando un nivel fijo de la línea Leica Runner y estatal, la nivelación de los bancos de nivel que se repusieron utilizando como punto de inicio y punto final bancos de nivel existentes, se colocaron mojoneras de concreto a cada 1,000 m, de forma piramidal truncada, de 60 cm de altura, sección cuadrada, cuya base y remate tienen 20 y 10 cm por lado, respectivamente, en la parte central tiene ahogada una varilla de 3/8" de diámetro y 30 cm de longitud, sobresaliendo solo 1 cm, de la superficie del remate. En total se colocaron 62 bancos de nivel a lo largo de 110 km del CPH, acumulando 72.9 km de nivelación.

Con la información recabada y procesada se elaboraron los planos topográficos a escala conveniente, la planta de cada sitio con curvas de nivel a cada 25, 50 cm o según especificación, así como las secciones y geometría del canal o corriente natural con sus elevaciones y cadenamientos a cada 20 m. Estos planos fueron la base para el diseño y la revisión del diseño.

Hidráulica

Para modelar la capacidad y los niveles de sobreelevación del CPH, se utilizó el programa de simulación de flujo en canales de riego "Simulation of Irrigation Canals" (SIC). Con él se evaluó la nueva configuración del CPH para un gasto de proyecto de 120 m³/s, niveles de bordos, hombros, tirantes y revestimiento de taludes.

La operación en régimen permanente del CPH se reprodujo utilizando el modelo de simulación "Simulation of Irrigation Canal" desarrollado por el IRSTEA ("Institute Nationale de Recherche en Science et Technologies pour l'Environnement et l'Agriculture"). Para describir el funcionamiento hidráulico fue necesario contar con la información topográfica, geométrica e hidráulica. Con la información geométrica y topográfica de estudios previos, se encontró un ancho de plantilla de 6.0 m, pendiente de taludes de 1.25 a 1 y un tirante de 4.80 m en promedio. La información hidráulica fue obtenida mediante varias campañas de aforo, los tirantes del canal, los registros de los bancos de nivel construidos en 2013.

Con los datos geométricos, topográficos e hidráulicos se calibró el modelo de simulación en régimen permanente, obteniéndose coeficientes de rugosidad de Manning para las condiciones medias del canal mayores a 0.024, muy elevados a los reportados en la literatura para un canal revestido de concreto. Estos resultados pusieron de manifiesto el deterioro del canal, derivado de la erosión hídrica e intemperismo del revestimiento, más los azolves presentes en plantilla. Figura 2.

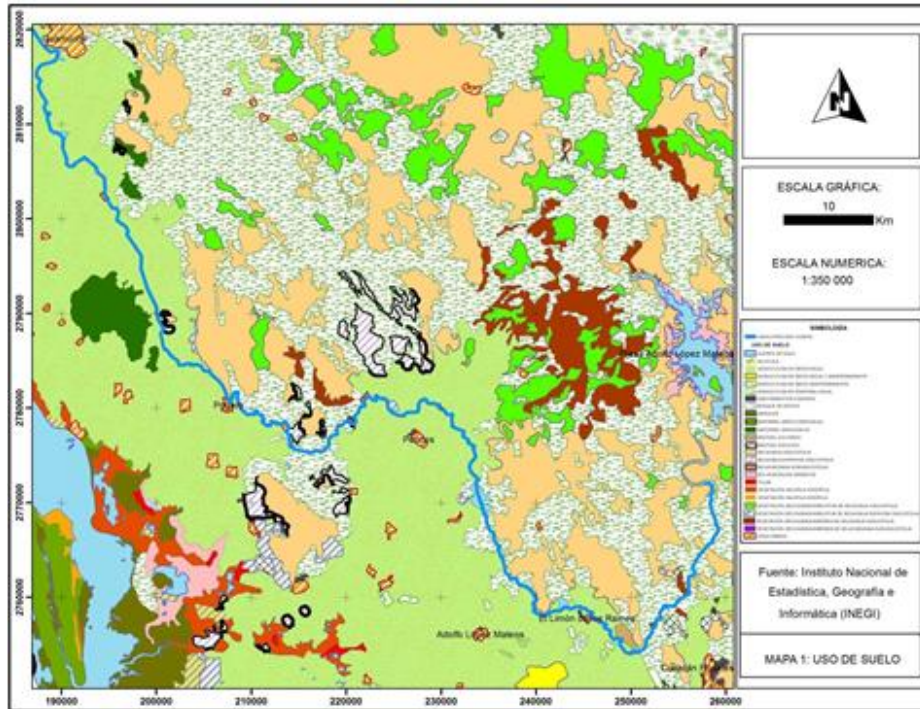


Figura 2. Mapa de uso de suelo.

El modelo calibrado fue usado para determinar los niveles de operación necesarios para conducir el gasto de proyecto de $120 \text{ m}^3/\text{s}$ desde la obra de toma. De las propuestas analizadas se utilizó para diseño, aquella que consideró en la rehabilitación del canal un coeficiente de rugosidad de 0.016 en taludes revestidos. En tramos donde se midieron ligeros asentamientos del orden de 10 cm se consideró un coeficiente de 0.017.

Hidrología

El objetivo de este estudio fue realizar un estudio hidrológico para estimar el gasto máximo de la avenida de diseño de las presas, entradas de agua, alcantarillas, etc. que servirá para revisar el buen funcionamiento de las obras existentes y en algunos casos diseñar las estructuras del CPH.

Para la estimación del gasto máximo se emplearon los modelos lluvia escurrimiento que involucran el área de la cuenca, altura total de precipitación y las características generales de la cuenca tales como la pendiente del cauce principal y del terreno, longitud del cauce principal, tipo y uso de suelo. En este estudio se considera que los modelos representativos del proceso lluvia-escurrimiento son los métodos de la Fórmula Racional y de V. T. Chow. En este resumen hidrológico se determinó el caudal de diseño para 24 cuencas hidrológicas que descargan al CPH localizadas desde el kilómetro 7+741 al 78+844. La Fórmula Racional se aplicó a cuencas con superficie menor de 5 km^2 y V.T. Chow a las cuencas con áreas mayores a 5 km^2 . Los gastos obtenidos para todas las cuencas se encuentran entre 0.50 y $48.07 \text{ m}^3/\text{s}$.

Los resultados obtenidos en este estudio son aplicables sólo a las cuencas trazadas pues se consideró la lluvia de 24 horas igual a la lluvia máxima diaria debido a que al realizar los ajustes por intervalo fijo de observación y reducción por magnitud de la cuenca en los datos



de precipitación máxima diaria, estas resultaron parecidas. Lo anterior se atribuye al hecho de que las cuencas están a más de 3 km de la estación climatológica.

El gasto de diseño para las entradas de agua se puede consultar el cuadro 2. Este estudio presenta solo un resumen de la cantidad y diversidad de métodos, programas y sistemas de información (software y hardware) de lo más relevante, pero se pueden solicitar y consultar las memorias técnicas en el IMTA.

El procedimiento previo al cálculo del gasto de diseño fue la delimitación de las cuencas hidrológicas y obtención de las características fisiográficas de las mismas, tales como el área, longitud y pendiente del cauce principal y el tiempo de concentración. Se realizó el trazo de 138 cuencas hidrológicas tomando como base el modelo digital de terreno escala 1:50 000 y la red de corrientes obtenidas de la página oficial del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI). En algunas de las cuencas trazadas se consideró más de 1 descarga o salida de agua pluvial, por lo que se localizaron 168 entradas de agua al CPH. Sin embargo, es necesario encauzar el escurrimiento de tal manera que se pueda construir sólo 1 entrada de agua por cuenca, pues el diseño se hizo con el gasto máximo obtenido en la cuenca hidrológica.

En los siguientes temas se desarrolla el proceso de aplicación del modelo lluvia-escurrimiento, primero se hace el análisis de la precipitación registrada en 24 horas para calcular la intensidad o precipitación con el método de Chen-Lung-Chen y luego se estima el gasto máximo con la Fórmula Racional en las cuencas menores de 5 km² y con el método de Chow en las cuencas mayores de 5 km². Las cuencas menores de 5 km² son 129, para las que se determinó la intensidad de lluvia para un periodo de retorno de 10 años y el coeficiente de escurrimiento de acuerdo con el tipo de área drenada. Para las cuencas mayores de 5 km² se calculó la precipitación con periodo de retorno de 10 años y luego se determinó la precipitación efectiva, utilizando el método de los números de escurrimiento del Soil Conservation Service (SCS).

Se utilizó información del uso de suelo y edafología a escala 1:250 000 y el modelo digital de terreno a escala 1:50 000 de la página oficial del INEGI, para determinar la lluvia en exceso del evento de diseño. Para ello se definió la cobertura vegetal y el tipo de suelo en el área de estudio para determinar el número de curva de escurrimiento (N) necesario para aplicar el método V.T. Chow. En la Figura 2 se puede observar el uso del suelo aledaño al CPH, se usa para agricultura de riego y temporal y gran parte está cubierto por selva baja caducifolia. De acuerdo con la textura de suelo, en el área de estudio hay suelos compuestos en su mayoría por arenas finas, limos y con alto contenido de arcilla como se observa en la Figura 3, donde se presentan los tipos de suelo según la clasificación del SCS.

También se obtuvo el mapa de pendiente del terreno y el tipo de área drenada en cada cuenca para definir el coeficiente de escurrimiento (Aparicio, 2010). En la Figura 4 se observa la distribución de las pendientes, localizándose la mayoría en los rangos 0 a 2 y 2 a 5%. En la parte alta de las cuencas se observan pendientes de 12 a 31 y de 31 a 56 %. Aunque también se pueden encontrar cuencas con pendiente mayor a 56% característica de los relieves abruptos.

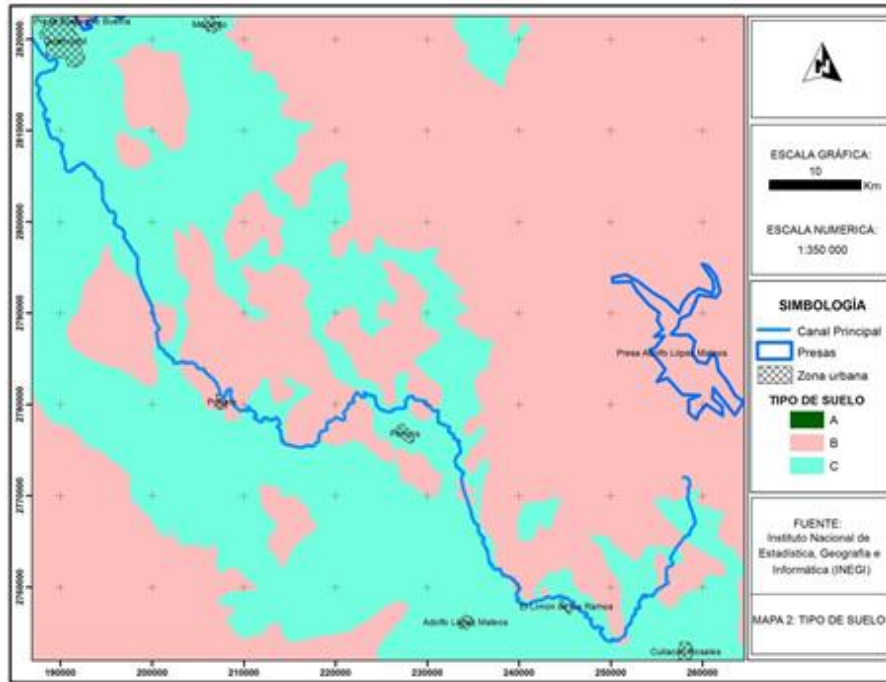


Figura 3. Mapa de tipo de suelo.

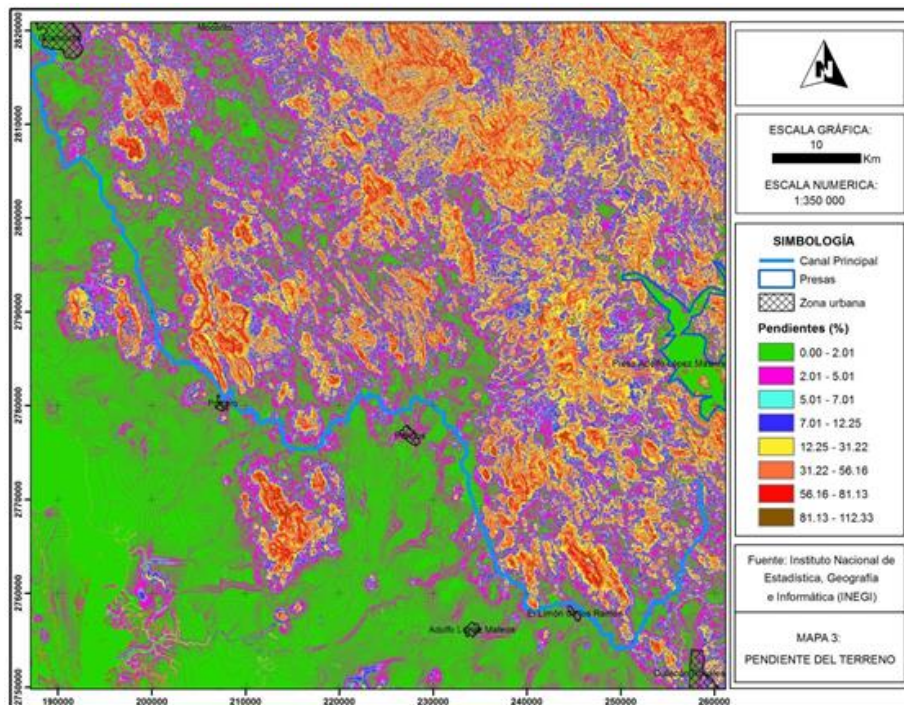


Figura 4. Mapa de pendientes del suelo de INEGI.

Esta etapa de procesamiento de información para implementar el modelo lluvia-escurrimiento, se analizó la información de las estaciones climatológicas El Varejonal, Palos Blancos, Pericos, Rosa Morada, El Playón, Guamúchil y Mocerito (DGE) para trasladar los datos de precipitación máxima diaria a cada cuenca trazada que aporta



escurrimiento a las entradas de agua. En el cuadro 3 se muestra la información con más datos faltantes Guamúchil y Mocorito (DGE), sin embargo, no se realizó el relleno de datos faltantes pues en los existentes se encuentra la lluvia máxima diaria.

De acuerdo con Campos Aranda (2011) se han obtenido buenas estimaciones al tratar de reproducir el proceso lluvia-escurrimiento en cuencas hidrológicas de diferentes tamaños y con características propias de suelo y cobertura. Por lo que recomienda emplear el método Racional en cuencas muy pequeñas tanto rurales como urbanas; y en cuencas rurales pequeñas y medianas se sugiere el uso de los métodos V.T.Chow y I-Pai Wu. En este estudio se aplicaron los métodos de la Fórmula Racional y V.T.Chow.

• *Fórmula Racional*

Este método está representado por la ecuación:

$$Q = 0.278CiA.....(1)$$

Donde:

Q: Gasto máximo en m³/s

C: Coeficiente de escurrimiento adimensional

i: Intensidad de lluvia en mm/hr

A: Área de la cuenca de aportación en km²

Este método se aplicó a las cuencas con área de drenaje menor de 5 km².

• *Método V.T.Chow*

Este método es aplicable en cuencas menores a 24.30 km² y está basado en la teoría del hidrograma unitario y de la curva S la cual permite obtener otros hidrogramas unitarios con duraciones diferentes.

La fórmula propuesta es:

$$Q = \frac{0.2778 A Z Pe}{d}..... (2)$$

Donde

A Superficie de la cuenca en km²

Pe Precipitación en exceso en mm

d Duración en exceso o efectiva de la tormenta en horas

Z Factor de reducción del pico adimensional se obtiene gráficamente en función de la duración y el tiempo de retraso.

Qp Gasto pico en m³/s

El tiempo de retraso se calcula según Chow como

$$T_L = 0.00505 \left[\frac{L}{S} \right]^{0.64}(3)$$

Válida para Tr < 5 horas

Donde:

Tr Tiempo de retraso en horas

L Longitud del cauce principal en m

S Pendiente promedio del cauce principal en porcentaje

Chow encontró experimentalmente que para cuencas pequeñas una relación para el factor Z y el cociente de la duración de la lluvia y el tiempo de retraso de la cuenca (d/Tr), la cual



se puede expresar por medio de la siguiente función obtenida a través de un ajuste por mínimos cuadrados:

$$Z = Z_1 + 0.08334881 \left[\frac{d}{T_L} \right]^4 \dots \dots \dots (4)$$

Donde:

$$Z_1 = 9.046411 \times 10^{-4} + 0.7623037 \left[\frac{d}{T_L} \right] + 0.09239033 + \left[\frac{d}{T_L} \right]^2 - 0.2785835 \left[\frac{d}{T_L} \right]^3 \dots \dots \dots (5)$$

Como la duración d que produce el gasto máximo no se conoce se procede por tanteos, proponiendo diez duraciones de 0.25, 0.50,...2.25 y 2.5 veces el TL para obtener los correspondientes gastos uno de los cuales será el mayor y corresponde al valor buscado. Mientras que la precipitación en exceso se calcula mediante la fórmula del SCS del USDA, propuesta en 1972. Una fórmula que combina las pérdidas iniciales con la infiltración para estimarla es:

$$Pe = \frac{\left[P - \frac{5080}{N} + 50.8 \right]^2}{P + \frac{20320}{N} - 203.2} \dots \dots \dots (6)$$

Donde:

- P Precipitación acumulada (mm)
 - N Número de curva de escurrimiento (adimensional)
 - P_{min} Precipitación que no produce escurrimiento (mm)
 - Pe Precipitación en exceso/lámina de escurrimiento directo (mm)
- El método se aplicó a las cuencas con área mayor a 5 km².

Cuadro 3. Gastos máximos obtenidos por el método racional.

Cadena- miento	tc (min)	Área (km2)	i (mm/h)	C	Q (m3/s)
7+741	15.95	0.764	169.03	0.13	4.669
19+506	52.07	2.071	83.95	0.08	3.867
21+015	24.85	0.749	133.11	0.08	2.218
31+372	30.66	0.720	117.60	0.20	4.706
32+739	36.14	2.390	106.14	0.11	7.758
38+630	3.11	0.042	298.20	0.10	0.346
38+720	3.04	0.052	299.62	0.10	0.432
38+770	2.88	0.051	302.80	0.10	0.430
38+862	7.20	0.085	237.00	0.10	0.560
38+907	8.51	0.081	222.95	0.10	0.504
40+000	9.26	0.153	215.65	0.10	0.914
49+266	15.39	0.469	144.58	0.20	3.724
49+468	37.97	4.264	87.08	0.17	17.807
50+536	27.89	1.527	104.73	0.13	5.780
62+015	14.28	0.680	149.91	0.11	3.117
62+600	11.50	0.245	165.90	0.20	2.263
65+706	15.08	0.518	145.95	0.14	2.941
68+100	24.55	0.582	112.77	0.08	1.368
69+300	26.90	0.266	107.01	0.08	0.594
70+820	42.09	1.833	81.68	0.14	5.617
72+500	53.11	2.890	70.43	0.11	5.941
78+843	22.98	0.353	117.01	0.08	0.947

En las cuencas analizadas se encontraron tiempos de concentración desde 2.88 a 103.70 minutos y coeficientes de escurrimiento entre 0.08 y 0.20 que dependen en gran medida del tipo de suelo, uso de suelo y pendiente del terreno. En los cuadros 3 y 4 se indican los gastos máximos obtenidos para cada cuenca con los que se diseñó cada entrada de agua.

Cuadro 4. Gastos máximos obtenidos por el método de Chow.

Cadenamiento	tc (min)	Área (km ²)	Hp (mm)	Pe (mm)	tp (hr)	X=Pe/d	Z	Qmax
								(m ³ /s)
66+167	103.701	9.41	77.753	44.736	1.447	25.884	1	48.076
70+125	92.774	7.087	75.082	33.651	1.319	21.763	1	30.227

Prueba de resistencia de concreto hidráulico en laboratorio

Una parte de los trabajos de campo fue la inspección y extracción de muestras de prueba de cilindros de 3" ϕ de diversas estructuras tales como la PDAW, la obra de desfogue y las represas del CPH, extraídas de muros y losas de concreto hidráulico, con el propósito de conocer su resistencia a la compresión simple, evaluar su estabilidad y agregar acero estructural o de refuerzo en elementos rediseñados.

La extracción de corazones de concreto se realizó con la finalidad de llevar a cabo las distintas pruebas de laboratorio necesarias para determinar indirectamente el envejecimiento del concreto, que normalmente se manifiesta en la disminución de su resistencia al esfuerzo de compresión y, en su caso, recomendar el procedimiento de conservación, mantenimiento o rehabilitación que requiera la estructura de que se trate.

Las pruebas consistieron en los análisis de calidad del concreto existente, extrayendo núcleos de prueba de la pantalla impermeable y ensayándolos en el laboratorio posteriormente para determinar su resistencia.

Este estudio se realizó con la finalidad de conocer y determinar la resistencia a la compresión simple del concreto que forma parte de la pantalla impermeable de la PDAW. La visita de campo del 20 de marzo de 2017 en la cual se extrajeron los núcleos de concreto que se ensayaron posteriormente en laboratorio, en donde se registraron los resultados ya conocidos.

Los corazones son núcleos cilíndricos de concreto, que se extraen haciendo una perforación en la masa de concreto con una broca cilíndrica de pared delgada.

El esclerómetro para la obtención de corazones de concreto, está equipado con una broca cilíndrica de pared delgada con corona de diamante, carburo de silicio o aleación de alta resistencia, cuenta con un sistema de enfriamiento para la broca que impida la alteración del concreto y el calentamiento de la misma.

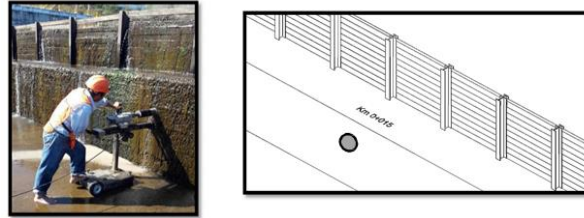


Figura 5. Extracción de la primera muestra en el km 0+015 de la pantalla.

En la Figura 6, se muestran los agregados de uno de los corazones de concreto de la pantalla impermeable y no se observan burbujas, huecos ni grietas.



Figura 6. Muestra de la pantalla impermeable de la PDAW.

Las dimensiones de las muestras de corazones de concreto obtenidas in situ, sobre la pantalla impermeable de la PDAW fueron registradas. Los datos son mostrados en el cuadro 5.

- Trabajos de laboratorio

El diámetro y la altura del espécimen de prueba debe determinarse promediando las medidas de 2 diámetros perpendiculares entre sí a una altura media del espécimen y 2 alturas opuestas con una aproximación de 1 milímetro. Para medir el diámetro es suficiente utilizar el compás de punta, pero respetando siempre las recomendaciones de la Norma ASTM específica para la prueba. Cuando la altura promedio del espécimen es menor de 1.8 veces el diámetro, el resultado de la resistencia debe corregirse por esbeltez de acuerdo al cuadro 6.

Cuadro 5. Dimensiones y peso de los corazones de concreto.

No. de ensaye	Longitud efectiva (cm)	Diámetro (cm)	Peso (kg)
1	17.50	9.40	2379.53
2	14.00	8.10	1676.90
3	19.10	9.40	2473.70
4	14.80	9.40	1861.70
5	14.00	9.40	2171.70
6	15.00	9.40	2220.30
7	19.90	9.40	2745.50

Cuadro 6. Factor de corrección por esbeltez.

Relación altura-diámetro del espécimen	Factor de corrección a la resistencia
2.00	1.00
1.75	0.99
1.50	0.97
1.25	0.94
1.00	0.91

Para poder pasar el espécimen a la máquina y aplicarle la carga de compresión, se tendrá que tener una superficie totalmente lisa y horizontal, con objeto de garantizar que la acción de la carga sea uniforme en toda el área transversal del cilindro. Por tal motivo es necesario aplicar a los corazones de concreto, en sus extremos (cabezas), una capa con mortero de azufre para cumplir con éste requisito.



Figura 7. Núcleos de concreto cabeceado con azufre.

- **Procedimiento de prueba de espécimen**

a) Colocación del espécimen

Se limpian las superficies de placas superior e inferior y las cabezas del espécimen de prueba, se coloca el corazón de concreto sobre la placa inferior alineando su eje con el centro de la placa de carga, mientras la placa superior se baja al espécimen, asegurándose se tenga un contacto suave y uniforme.

b) Aplicación de la carga

Se debe aplicar la carga con una velocidad uniforme y continua sin producir impacto, ni pérdida de carga. Pueden utilizarse máquinas operadas manualmente o motorizadas que permitan cumplir con lo anterior, teniendo en cuenta que sólo se harán los ajustes necesarios en los controles de la máquina de prueba para mantener uniforme la velocidad de aplicación de carga, hasta que ocurra la falla.



Figura 8. Momento de falla en núcleo de prueba No. 7

Se debe aplicar la carga con una velocidad uniforme y continua sin producir impacto, ni pérdida de carga. Pueden utilizarse máquinas operadas manualmente o motorizadas que permitan cumplir con lo anterior, teniendo en cuenta que sólo se harán los ajustes necesarios en los controles de la máquina de prueba para mantener uniforme la velocidad de aplicación de carga, hasta que ocurre la falla.

c) Cálculo de la resistencia a la compresión simple

Se calcula la resistencia a la compresión simple del espécimen, dividiendo la carga máxima alcanzada durante la prueba entre el área de la sección transversal del corazón de concreto. Los resultados obtenidos de los ensayos a compresión simple del muro que forma la pantalla impermeable se registran en el cuadro 7.

Cuadro 7. Resultados de los ensayos a los núcleos de concreto.

Obra:	Derivadora Andrew Weiss			Edad del concreto:	ND							
F'c:	ND			Espesor del elemento:	ND							
Lugar:	Culiacán, Sinaloa			Fecha de muestreo:	20/03/2017							
No. Ensaye	Ubicación del elemento	Espesor del elemento	Altura	Diámetro	Área	Rel H/D	Factor de corrección	Carga	Resistencia	Peso del concreto	Volumen concreto	Peso vol concreto
		cm	cm	cm	cm ²			kg	kg/cm ²	kg	cm ³	kg/cm ³
1	Pantalla	80.00	15.00	9.40	69.40	1.60	0.97	13486.4	188.50	2379.53	1041.00	2.29
2	Pantalla	80.00	10.30	8.10	51.53	1.27	0.94	9859.0	179.85	1676.90	530.76	3.16
3	Pantalla	80.00	14.60	9.40	69.40	1.55	0.97	11672.7	163.15	2473.70	1013.24	2.44
4	Pantalla	80.00	10.30	9.40	69.40	1.10	0.91	8045.2	105.49	1861.70	714.82	2.60
5	Pantalla	80.00	12.00	9.40	69.40	1.28	0.95	9859.0	134.96	2171.70	832.80	2.61
6	Pantalla	80.00	13.50	9.40	69.40	1.44	0.96	13486.4	186.56	2220.30	936.90	2.37
7	Pantalla	80.00	11.40	9.40	69.40	1.21	0.94	4045.3	54.79	2745.50	791.16	3.47
	Promedio								144.76			2.71

Conclusiones

Los resultados de cada uno de los estudios permitieron alcanzar y asegurar los objetivos del diseño para cada una de las estructuras, pues siempre se buscaron las mejores alternativas en el desarrollo de tecnologías y generación de nuevo conocimiento, tanto en la toma de decisiones de costos, como para la creatividad en especificaciones del



diseño y en la operación del CPH; el liderazgo asumido en la contratación de servicios tecnológicos estuvo a la altura de las circunstancias, con presupuestos racionales en los estudios y soportes, sin demérito de la calidad de bienes, servicios y funcionalidad de los proyectos y obras en general.

En el ejercicio de revisión de la seguridad de la presa, mediante las pruebas de laboratorio de la resistencia última a la compresión no confinada del concreto simple, que forma la pantalla impermeable y sobre la cual se colocaron las nuevas agujas de la PDAW, resultó de 144.76 kg/cm^2 , con base en las pruebas de laboratorio de los corazones extraídos del dique, permitió conocer la capacidad de la estructura de soportar las nuevas solicitudes del servicio.

Se advierte que la resistencia a la compresión simple de cada uno de los especímenes muestreados en diferentes cadenamientos, arrojaron valores muy diferentes entre sí con un rango de variación de 133.71 kg/cm^2 , entre el valor máximo y mínimo; pero si se eliminan los valores extremos y se toman los siguientes máximo y mínimo la variación se reduce a 81.07 kg/cm^2 , aun así se identifica un deterioro del concreto en distintas zonas de la cortina debido al intemperismo y 50 años de operación continua, lo que justificó el encamisado.

Referencias Bibliográficas

- Rascón, O A, Barousse, M y Ventura, G, "Análisis normativo y estadístico de cargas vivas en puentes en México. Publicación Técnica No. 97", *Instituto Mexicano del Transporte IMT*, (1997).
- LRFD, "Bridge Design Specifications. AASHTO", EUA, 1ª Ed, (1994).
- Rascón, O A, Sistema de cargas vivas vehiculares para diseño de puentes en carreteras alimentadoras, Publicación Técnica No. 130, *Instituto Mexicano del Transporte, IMT* (1999).
- SCT, Normativa para la infraestructura del transporte, *Secretaría de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte*, (2001).
- Reglamento de construcción para el Distrito Federal (2004). Reimpresión 2012 Ed. Trillas.
- Requisitos de reglamento para Concreto Estructural (ACI-318s-11) y Comentarios Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC-CFE diseño por Sismo y Viento).
- Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI318S-11). Imcyc 2011
- Brajam M. Das "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica" CENGAGE Learning. 4ª. Edición. México D. F. 2014.
- McCormac Jack C., Brown Russell H., "Diseño de Concreto Reforzado" Alfaomega 8ª. Edición, México, D. F., 2011