

2023 |

INGENIERÍA

HIDRÁULICA Y AMBIENTAL



02

XLIV

Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría, CUJAE
Revista científica del Centro de Investigaciones Hidráulicas

ISSN 2788-6050, RNPS 2066

La revista Ingeniería Hidráulica y Ambiental tiene el propósito de divulgar el conocimiento y contribuir al intercambio de experiencias y la comunicación entre los profesionales y técnicos de habla española. Los temas de interés para la revista incluyen contenidos en la solución de problemas, aplicaciones y desarrollo de la ingeniería hidráulica.

Editor-Director

Dr. José Bienvenido Martínez Rodríguez

Consejo Editorial

Dra. Maray Garrido Monagas (*Directora*)

Dra. Haydee Llanusa Ruiz (*Secretaria de la publicación*)

Dr. Yoermes González Haramboure

Dr. Rafael Pardo Gómez

Dr. Norberto Marrero De León

Dr. Alcides Juan Felipe León Méndez

Dr. Armando Hernández Valdés

Consejo Asesor

Damir Brjanovic, *Instituto UNESCO-IHE, Holanda*

Daniel Prats Rico, *Universidad de Alicante, España*

Joaquín Moreno Caselles, *Universidad Miguel Enrique de Elche, España*

Nahún García Villanueva, *Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México*

Raúl Lopardo, *Instituto Nacional del Agua, Argentina*

Alejandro López, *Laboratorio Nacional de Hidráulica, Santiago de Chile*

Jaime Iván Ordóñez, *Universidad Nacional de Colombia, Colombia*

Rafael Guarga Ferro, *Instituto de Mecánica de Fluidos e Ingeniería Ambiental, Uruguay*

Abrahán López, *Universidad Francisco de Miranda, Venezuela*

Miguel A. Perozo Ynestroza, *Universidad Francisco de Miranda, Venezuela*

Cristóbal Díaz Morejón, *Ministerio de Ciencia Tecnología y Medioambiente (CITMA), Cuba*

Alina Hernández Tur, *Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos (INRH), Cuba*

Rafael Feitó Olivera, *Unión Nacional de Arquitectos e Ingenieros de Cuba (UNAICC), Cuba*

Julián Herrera Puebla, *Instituto de Investigación de Riego, Cuba*

Lorenzo E. Camejo Barreiro, *Universidad de Ciego de Ávila, Cuba*

Alfonso Suárez Reytor, *Universidad de Oriente, Cuba*

Eric Cabrera Estupiñán, *Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, Ecuador*

Luis Córdova López, *Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría" (CUJAE), Cuba*

Yoel Martínez González, *Instituto Superior de Ciencias y Tecnologías Aplicada, Cuba*

Ronnie Torres Hugues, *Centro de Servicios Técnicos de Ingeniería y Tecnología de la Construcción, Cuba*

Ifraín Osa Bernal, *HELVEX, Cuba*

Eduardo López Bastida, *Universidad de Cienfuegos, Cuba*

Javier Orccosupa, *Universidad Tecnológica del Perú, Perú*

Natividad Ramírez Ramírez, *Universidad de Guanajuato, México*

Carlos M. López Vázquez, *Instituto UNESCO-IHE, Holanda*

Julio Iván González Piedra, *Universidad de La Habana, Cuba*

Carlos Javier Fernández de Córdova Webster, *Universidad del Azuay, Ecuador*

Lamberto Alvarez Gil, *Universidad Central de Las Villas (UCLV), Cuba*

Felicita González, *Instituto de Investigación de Riego, Cuba*

Enrique Cisneros, *Instituto de Investigación de Riego, Cuba*

01	AXEL HIDALGO MAYO IDA MITRANI ARENAL	VARIACIONES Y TENDENCIAS DE LAS INUNDACIONES COSTERAS EN CUBA (1901- 2020)	3 11
02	ALEJANDRO SILVA GUTSENS YULETIS DÍAZ RODRÍGUEZ	ALTERNATIVA DE REÚSO PARA CORTES DE PERFORACIÓN CONTAMINADOS CON DIÉSEL	12 22
03	JAIME ROBERTO RUIZ Y ZURVIA FLORES LUCIO FRAGOSO SANDOVAL	TRANSMISIÓN DEL OLEAJE EN ARRECIFES ARTIFICIALES	23 36
04	SARAH ISABEL BARRETO TORRELLA OSMANY RAÚL CÉSAR LEYVA	JUNTAS DEFECTUOSAS DE TUBERÍAS DE PEAD Y SUS CAUSAS	37 50
05	MIGUEL ÁNGEL SANTANA CASTRO CLAUDIA PREHN GARCÉS	PLAN DE CONTINGENCIA ANTE EL FENÓMENO DE "EL NIÑO" EN LA CIUDAD DE CHONE	51 62
06	CELESTINO ORO -ORTIZ ISABEL X. GARCÍA RODRÍGUEZ MANUEL CANTOS MACÍAS	DETERMINACIÓN DE LOS UMBRALES DE PRECIPITACIÓN DE LLUVIA PARA EL PRONÓSTICO DE MOVIMIENTOS DE FLUJO DE DETRITOS	63 71
07	LUCIO FRAGOSO SANDOVAL JAIME ROBERTO RUIZ Y ZURVIA FLORES GISELA VANIA ROSALES FUENTES	REDUCCIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS CORTOS Y VERTICALES DE PUENTES	72 84

Variaciones y tendencias de las inundaciones costeras en Cuba (1901-2020)

Axel Hidalgo Mayo

E-MAIL: axel.hidalgom@gmail.com

Centro Meteorológico Provincial de Holguín, Instituto de Meteorología, Cuba

Ida Mitrani Arenal

E-MAIL: ida.mitrani@insmet.cu

Centro de Física de la Atmósfera, Instituto de Meteorología, La Habana, Cuba

RESUMEN

Se analiza la variabilidad y la tendencia de las inundaciones costeras en el archipiélago cubano durante 1901-2020. Se utilizó la cronología y clasificación de estos eventos extremos por provincias, así como la prueba de hipótesis de la proporción para comparar dos muestras de una misma población. Los resultados confirman un aumento, estadísticamente significativo para el nivel de significación del 5%, de la frecuencia de inundaciones costeras en todas las costas cubanas desde 1981; mientras que los eventos más intensos ocurrieron durante el siglo XXI, debido a la afectación a Cuba de once huracanes de gran intensidad.

PALABRAS CLAVES: inundaciones costeras, tendencia estadística, variabilidad climática, ciclones tropicales

Variability and trends of coastal flooding in Cuba (1901-2020)

ABSTRACT

Variability and trend of coastal flooding in the Cuban archipelago during 1901-2020 is analyzed. Chronology and classification of these extreme events by provinces were used, as well as the hypothesis test of the proportion to compare two sample of same population. The results confirm an increase, statistically significates for the 5% significance level, of coastal flooding frequency on all Cuban coasts since 1981; while the most intense events have occurred during XXI Century, due to of the affectation a Cuba of eleven major hurricanes.

KEYWORDS: coastal flooding, statistics trends, climatic variability, tropical cyclones

01 INTRODUCCIÓN

La ocurrencia de las inundaciones costeras en una región es determinada por la sobreelevación del nivel del mar, resultado del sistema meteorológico que la genera, su movimiento respecto a la línea costera, así como por características físico-geográficas locales (Mitrani et al. 2017). En la naturaleza se identifican tres formas de sobreelevación del nivel del mar por causas meteorológicas: surgencia ciclónica, rompiente de oleaje y arrastre del viento; las cuales se pueden combinar indistintamente, solo que predominará una u otra en dependencia de las fuerzas actuantes y de las condiciones locales de la zona de estudio.

Diferentes investigadores han estudiado la variabilidad de la actividad ciclónica tropical en la Región IV (incluye el Océano Atlántico, el mar Caribe y el golfo de México), de la Organización Meteorológica Mundial; entre ellos, (Frank y Young, 2007) analizaron las variaciones interanuales de los ciclones tropicales (CT) y su relación con el evento El Niño- Oscilación del Sur (ENOS). Por su parte, (Ballester et al. 2010) estudiaron la variabilidad y la tendencia de los CT en toda esta región, tomando como referencia el período 1851-2008, no encontrando tendencia estadística significativa, aunque si un incremento de estos eventos Cuba desde 1996. Por último, (Montoya et al. 2017) exploraron el cambio del oleaje asociado a los huracanes en el mar Caribe.

En Cuba las principales investigaciones sobre las inundaciones costeras realizadas entre los años '80 y '90 del siglo XX aparecen como compendio en (Moreno 1998), donde destacan como las zonas más estudiadas el malecón habanero, seguido por el Golfo de Batabanó y el malecón de Baracoa. Por su parte, los estudios sobre estos fenómenos realizados durante el presente siglo se agrupan en (Mitrani et al. 2017), donde se profundiza en la estructura termohalina (aumento de la temperatura del agua y de la salinidad en los primeros 500 m de profundidad) y su relación con el ENOS. En tanto, con los resultados del proyecto "Cronología de las inundaciones costeras por penetración del mar para el archipiélago cubano", publicados por (Hidalgo et al. 2017), se lograron estudiar todas las costas cubanas y establecer una clasificación particularizada de estos eventos extremos para cada asentamiento costero.

A partir de los resultados y consideraciones expuestos anteriormente, en el presente trabajo se hace hincapié en el análisis de la variabilidad y la tendencia de los eventos de inundación costera en las costas cubanas durante el período 1901-2020, fundamentalmente, al paso de CT como contribución a las medidas que aplica el Estado cubano para la adaptación al cambio climático, básicamente en la zona costera.

02 MATERIALES Y MÉTODOS

FUENTES DE INFORMACIÓN

Para el análisis y representación de las trayectorias de los CT se empleó la base de datos HURDAT2.0 perteneciente al Centro Nacional de Huracanes (NHC, por sus siglas en inglés), disponibles a través de la página web www.nhc.noaa.gov. Los huracanes se clasificaron de acuerdo a la Escala Saffir-Simpson a partir de la velocidad del viento máximo sostenido en un minuto: categoría 1 (119-153 km/h), categoría 2 (154-177 km/h), categoría 3 (178-208 km/h), categoría 4 (209-251 km/h) y categoría 5 (>252 km/h).

Por su parte, los mapas se realizaron mediante la proyección cartográfica WGS84 utilizando los programas Grads (Grid Analysis and Display System, por sus siglas en inglés) y RStudio versión 4.2.2 empleando los paquetes ggplot, sp y mapdata disponibles en <https://CRAN.R-project.org/>.

La cronología de los eventos de inundación durante el período 1901-2020, para cada uno de los asentamientos costeros que aparecen en la figura 1, fueron obtenidas del resultado científico “Cronología de las inundaciones costeras por penetración del mar para el archipiélago cubano”, publicado por (Hidalgo et al. 2017), y actualizadas por los autores de este trabajo a partir de 2016.

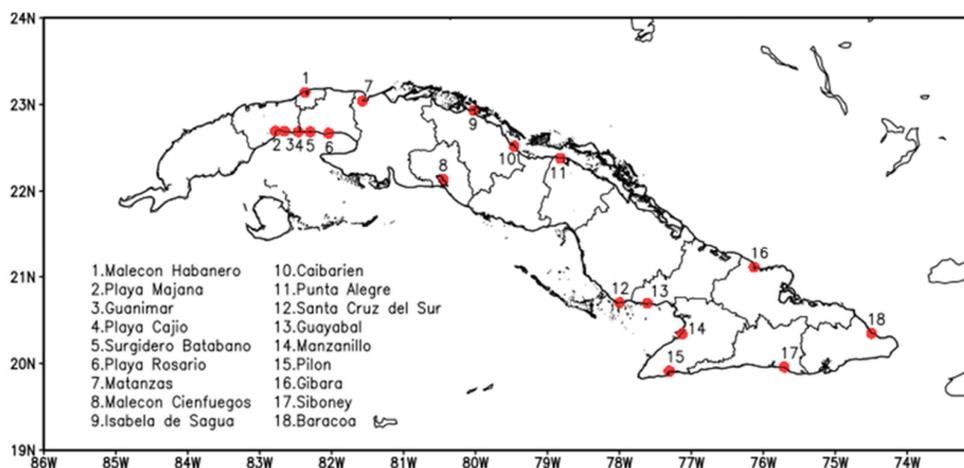


Figura 1. Asentamientos cubanos que reportan inundaciones costeras de acuerdo a (Hidalgo et al. 2017).

En esta investigación se consideran eventos de inundación costera aquellos en los cuales el agua de mar avanzó tierra adentro con afectación a uno o varios asentamientos costeros presentados en la figura 1. La clasificación de los eventos de inundación en Cuba, de acuerdo a (Hidalgo et al. 2017), se presenta en la tabla 1, la cual está basada en el alcance horizontal del agua de mar tierra adentro, las condiciones físico- geográficas y la sobre elevación del nivel del mar por causas meteorológicas que generan los sistemas meteorológicos que afectan los tramos costeros del territorio cubano.

Tabla 1. Clasificación de las inundaciones costeras para los asentamientos costeros cubanos según el alcance horizontal del agua de mar tierra adentro.

Clasificación	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo 4
Ligeras	0 – 500 m	0 – 250 m	0 – 100 m	0 – 50 m
Moderadas	501 – 1000 m	251 – 500 m	101 – 200 m	51 – 100 m
Fuertes	≥ 1001 m	≥ 501 m	≥ 201 m	≥ 101 m
Asentamientos costeros	2,3,4,5,6,12	8,9,10,13,16	7,14,15	11,17
Elaborado a partir de (Hidalgo et al. 2017)				

ANÁLISIS DE LA TENDENCIA ESTADÍSTICA

Para los eventos de inundación se aplicó la prueba de hipótesis de comparación de dos proporciones referidas a una misma población (Calero 2008) a partir del estadígrafo Z.

$$Z = \frac{x - nP_r}{\sqrt{nP_r(1 - P_r)}} \quad (1)$$

Donde, P_r es la proporción de referencia (1901-1980), x y n la frecuencia absoluta y el tamaño de la muestra del período de prueba (1981-2020) respectivamente. En esta investigación se parte como hipótesis que la frecuencia de los eventos de inundación ha cambiado a partir de los años '80 respecto al período 1901-1980, la cual se rechazará para un nivel de significación del 5% si $|Z| > 1,96$.

La selección del año de cambio a partir de 1981 utilizando (1) se justifica en el cumplimiento de la aproximación de la Distribución Binomial a la Normal o de Gauss de acuerdo al Teorema Central del Límite, el cual se cumple en la presente investigación ya que las muestras empleadas son superiores en todos los casos a 30 años. Además, porque el período enmarcado entre los años 1981-2020, contiene períodos de baja (1981-1995) y alta actividad ciclónica (desde 1996), descritos por diferentes autores para la Región IV (Ballester et al. 2010, Montoya et al. 2017), lo que evita errores de sesgo en las dos muestras escogidas.

03 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

VARIABILIDAD DE LAS INUNDACIONES COSTERAS EN CUBA

En el archipiélago cubano, la sobreelevación del nivel del mar, capaz de producir inundaciones costeras por penetraciones del mar, depende del sistema meteorológico que las genera, y su movimiento respecto a la línea costera, así como a las características físico-geográficas del área afectada. En sentido general, la frecuencia y magnitud de estos eventos está modulada por la variabilidad interanual y multianual que presentan los sistemas meteorológicos que las generan. Estos son los CT para todas las costas cubanas (junio-noviembre), los frentes fríos (costa norte de las regiones occidental y central, entre noviembre y abril), eventos "Sures" (asentamientos costeros del Golfo de Batabanó, febrero-abril) y la combinación de las altas presiones migratorias con las bajas extratropicales (desde Gibara hasta Baracoa, entre octubre y marzo), fundamentalmente, en presencia del evento ENOS.

En la tabla 2 se muestran los eventos de inundación costera, en sus tres intensidades, así como la frecuencia relativa de los eventos producidos por CT, la cual excede en más del 80% de los casos, en todos los asentamientos; excepto en el malecón habanero, los asentamientos del Golfo de Batabanó y Baracoa. En este sentido, destaca el caso de Punta Alegre en Ciego de Ávila, donde la mitad de los casos de la cronología fueron producto de la afectación de frentes fríos, todos moderados (vientos sostenidos entre 35-55 km/h) y fuertes (vientos sostenidos superiores a 55 km/h), aunque cinco de ellos ocurridos entre 1924-1959.

Durante el período 1901-2020 la frecuencia media de los eventos de inundación por décadas estuvo entre 0,75-2,0 en todos los asentamientos costeros analizados, excepto en los ubicados en el Golfo de Batabanó, el malecón habanero y Baracoa donde estos valores se encuentran entre 7-8 casos/década.

La variabilidad multianual de los eventos de inundación costera en el archipiélago cubano está directamente relacionada con el ENOS, ya que este evento de teleconexión océano-atmósfera modifica la posición del chorro subtropical sobre Norteamérica haciendo que en el período poco lluvioso (PPLL, noviembre-abril) el número de frentes fríos que afectan a Cuba se incrementen. En tanto, en presencia del ENOS la actividad ciclónica sobre la Región IV disminuye (Ballester et al. 2010), aunque su influencia en la magnitud de las inundaciones no es tan marcada como en el PPLL.

Tabla 2. Cantidad de eventos de inundación costera en los asentamientos costeros cubanos asociados a CT durante el período 1901-2020.

Asentamientos costeros	Total	Asociados a CT	Frecuencia relativa
Malecón Habanero	87	20	23,0%
Asentamientos del Golfo de Batabanó	89	40	44,9%
Matanzas	15	12	80,0%
Malecón Cienfuegos	9	9	100,0%
Isabela de Sagua-Caibarién	16	16	100,0%
Punta Alegre	12	6	50,0%
Santa Cruz del Sur	12	12	100,0%
Guayabal	14	14	100,0%
Manzanillo-Pilón	23	23	100,0%
Gibara	22	19	86,4%
Siboney	21	21	100,0%
Baracoa	57	23	40,4%

En este sentido, destacan en el PPLL los eventos de inundación fuertes asociados a la ocurrencia de los ENOS 1982-1983, 1992-1993 y 1997-1998 en los asentamientos del Golfo de Batabanó, Baracoa y el malecón habanero, ocurriendo en este último entre el 12 y 13 de marzo de 1993 la conocida “Tormenta del Siglo”, la cual según (Mitrani et al. 2017) fue la inundación costera más intensa ocurrida en Cuba no asociada a un CT.

En la figura 2 se presentan los patrones sinópticos típicos asociados a los frentes fríos, eventos “Sures” y combinación entre los anticiclones migratorios y las bajas extratropicales. Aunque estos tres fenómenos forman parte de la evolución sinóptica de los sistemas sinópticos extratropicales que afectan a Cuba (trayectoria de las bajas extratropicales en el flujo del oeste desde el centro de los Estados Unidos hasta el océano Atlántico) durante el PPLL, la estratificación de los mismos obedece a las diferencias en la intensidad y dirección del viento que provocan a su paso por las costas cubanas (Hidalgo et al. 2017).

En este trabajo el término patrón sinóptico representa el promedio de los tipos de situaciones sinópticas (TSS) para una región determinada. Por su parte, los TSS está referida a la relación de los fenómenos meteorológicos de la escala sinóptica que determinan el estado del tiempo para una región, entre los cuales se encuentran las masas de aire, los sistemas frontales, ciclones y los anticiclones con otros sistemas atmosféricos mesoescalares que se observan en el nivel de superficie.

A nivel nacional, a partir de la cronología de estos eventos empleada en el presente trabajo tomada de (Hidalgo et al. 2017), en todas las localidades analizadas los mayores eventos de inundación sucedieron a partir del presente siglo, con excepción de los asentamientos del Golfo de Batabanó y de Santa Cruz del Sur, los cuales ocurrieron al paso de los huracanes de 1944 y 1932 respectivamente, este último considerado el mayor desastre natural en la Historia de Cuba con más de 3000 muertos (Ramos 2009). Tal situación está dada por la afectación directa a Cuba de once huracanes intensos desde 1996: Michelle (2001), Iván (2004), Charley (2004), Dennis (2005), Gustav (2008), Ike (2008), Paloma (2008), Sandy (2012), Matthew (2016), Irma (2017) e Ian (2022); así como Wilma (2005), el cual, aunque no afectó directamente al territorio nacional, sí ocasionó inundaciones costeras muy fuertes en el malecón habanero.

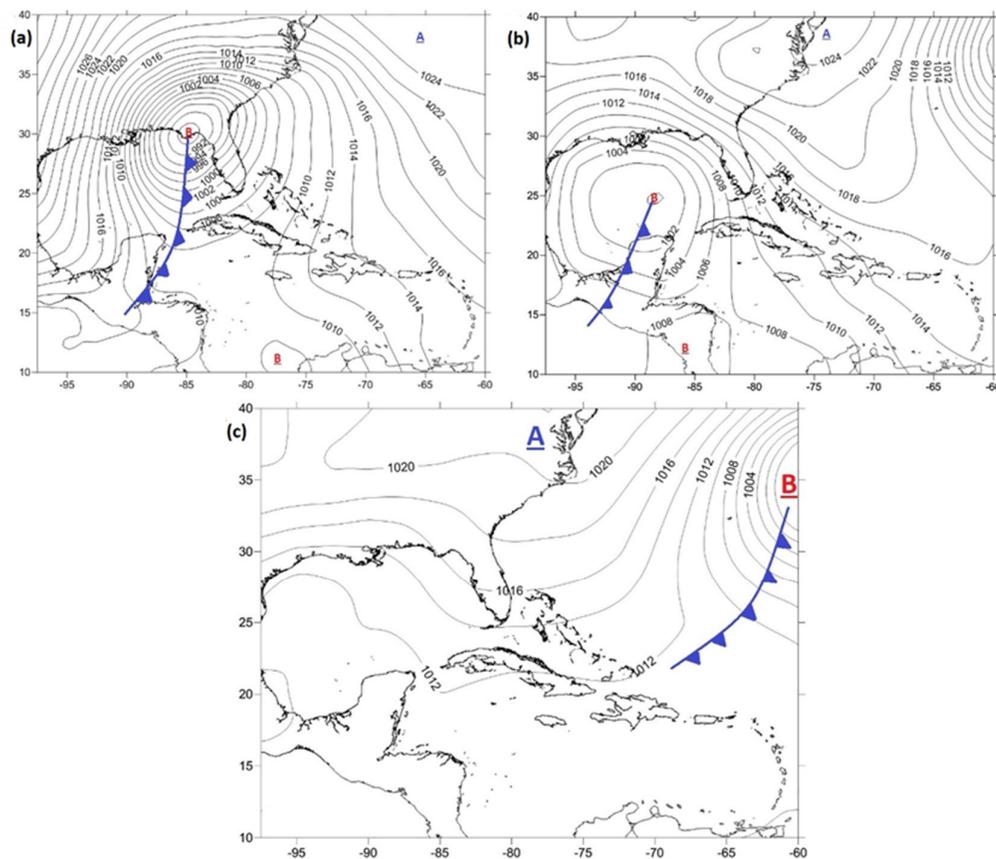


Figura 2. Patrones sinópticos típicos en el nivel de superficie de los sistemas meteorológicos extratropicales que generan inundaciones costeras: (a) frentes fríos (malecón habanero), (b) eventos “Sures” (asentamientos del Golfo de Batabanó) y (c) combinación de las bajas extratropicales y los anticiclones migratorios (Baracoa).

En la tabla 3 se resumen las afectaciones de las inundaciones costeras más notables para cada uno de los asentamientos costeros analizados, las cuales fueron ocasionadas en todos los casos al paso huracanes intensos (escala Saffir Simpson superior a 3), en la cual DH indica el alcance horizontal del agua de mar tierra adentro y HV la altura del agua de mar sobre tierra (en el Instituto de Meteorología de la República de Cuba se toma como la marca de agua en un objeto sólido en la parte posterior a la zona sumergida). En el caso de los huracanes Dennis para Manzanillo y Pílon, Paloma para Guayabal y Sandy para Siboney, en el proceso de confección de la cronología para estos territorios, no fue posible obtener la altura del agua de mar sobre tierra.

Es de destacar que los mayores alcances del agua de mar tierra adentro a nivel nacional ocurrieron en Santa Cruz del Sur y los asentamientos del Golfo de Batabanó, al combinarse la intensidad del sistema meteorológico que generó la inundación (huracanes de 1932 y 1944 respectivamente) y las características físico-geográfica del lugar (costas de plataforma ancha y pendiente suave con llanura costera).

Tabla 3. Resumen de los eventos de inundación costera más significativos ocurridos en los asentamientos costeros cubanos.

Asentamiento costero	Ciclón Tropical	Fecha	Magnitud
Malecón Habanero	Huracán Irma, Categoría 4	9-10/sep/2017	DH: 400-600 m HV: 1-2,25 m
Asentamientos del Golfo de Batabanó	Huracán de 1944, Categoría 4	17/oct/1944	DH: 3-10 km HV: 3,8-7 m
Matanzas	Huracán Irma, Categoría 4	9-10/sep/2017	DH: 300-450 m HV: 4-7 m
Malecón Cienfuegos	Huracán Dennis, Categoría 4	8-9/jul/2005	DH: > 200 m HV: 2 m
Isabela de Sagua-Caibarién	Huracán Irma, Categoría 4	9/sep/2017	DH: > 3 km HV: 2 m
Punta Alegre	Huracán Irma, Categoría 5	9/sep/2017	DH: > 800 m HV: 3-3,5 m
Santa Cruz del Sur	Huracán de 1932, Categoría 4	9-1/nov/1932	DH: > 20 km HV: 6,8 m
Guayabal	Huracán Paloma, Categoría 3	8/nov/2008	DH: > 700 m
Manzanillo-Pilón	Huracán Dennis, Categoría 4	7/jul/2005	DH: > 200 m
Gibara	Huracán Ike, Categoría 4	7-8/sep/2008	DH: > 1000 m HV: 2-2,5 m
Siboney	Huracán Sandy, Categoría 3	24-25/oct/2012	DH: > 100 m
Baracoa	Huracán Matthew, Categoría 4	4-5/oct/2016	DH: 300-500 m HV: 3,5 m

En La Habana, aunque en (Casals et al. 2019) se analiza la inundación tierra adentro en referencia a calles de los municipios Plaza de la Revolución y Centro Habana; los autores de este trabajo prefirieron calcular la distancia desde la línea de costa (malecón) hasta las referencias que mencionan los autores citados, con la finalidad de que el alcance horizontal fuera homogéneo al resto de los asentamientos costeros que se presentan en la columna referida a la magnitud de la inundación. En el malecón habanero, además, se identifican como muy intensas la inundación del huracán de 1926 y la del huracán Juan de 1985, esta última con trenes de olas en forma de mar de leva con duración superior a las 72 horas (Mitrani et al. 2017); sin embargo, en ambos casos la urbanización era distinta a la actual, por lo que las afectaciones no tuvieron el impacto de los huracanes Wilma (2005) e Irma (2017).

Por último, en la figura 3 se muestran las trayectorias de los huracanes que ocasionaron las inundaciones costeras más intensas en los asentamientos costeros cubanos. Destaca que seis de estos organismos tropicales sucedieron entre los años 2005 (Dennis) y 2017 (Irma).

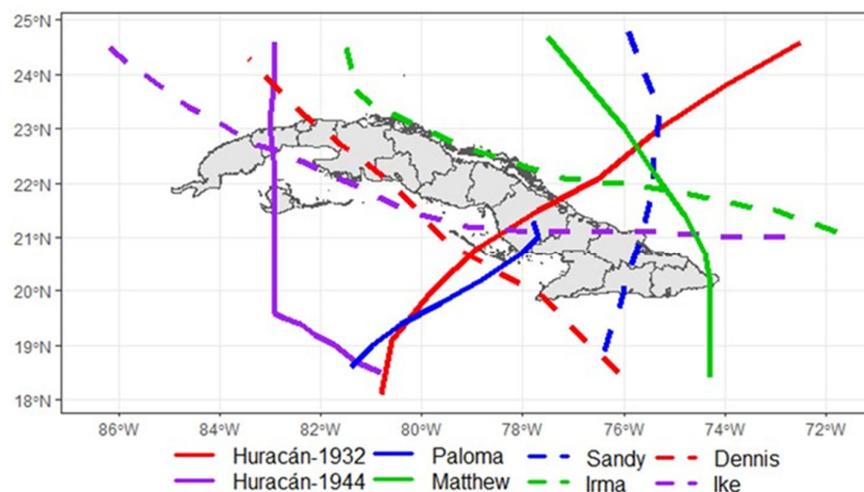


Figura 3. Trayectorias sobre Cuba de los huracanes que ocasionaron los mayores eventos costeros más significativos en cada uno de los asentamientos costeros analizados en la presente investigación.

TENDENCIA DE LAS INUNDACIONES COSTERAS EN CUBA

En la tabla 4 se muestra un resumen de los eventos de inundación (en sus tres intensidades) durante el período 1901-2020 para los 18 asentamientos costeros analizados en la presente investigación; así como la proporción de casos a partir de la década '80 del siglo XX y el cálculo del estadígrafo Z a partir de (1). En todos los casos, excepto en Matanzas, la prueba de hipótesis de la proporción arrojó una diferencia estadísticamente significativa para el nivel de significación del 5%, entre la frecuencia posterior a los años '80 respecto al período 1901-1980, ya que el módulo del estadígrafo de prueba es mayor al valor crítico de 1,96.

Tabla 4. Resumen de los eventos de inundación costera para sus tres intensidades y el estadígrafo Z calculado a partir de (1) para los diferentes asentamientos costeros utilizados en la presente investigación.

Asentamientos costeros	Total	Después de 1981	Proporción a partir de 1981	Estadígrafo Z
Malecón Habanero	87	34	39,1%	3,121
Asentamientos del Golfo de Batabanó	89	55	61,8%	12,925
Matanzas	15	10	66,7%	-1,118
Malecón Cienfuegos	9	5	55,6%	-4,066
Isabela de Sagua-Caibarién	16	7	43,8%	-4,940
Punta Alegre	12	4	33,3%	-7,603
Santa Cruz del Sur	12	6	50,0%	-4,427
Guayabal	14	8	42,9%	-3,560
Manzanillo-Pilón	23	8	34,8%	-1,963
Gibara	22	14	63,6%	-4,506
Siboney	21	9	42,9%	-2,031
Baracoa	57	45	78,9%	14,187

Este aumento por décadas es de 0,5-1,0 en el malecón de Cienfuegos, Isabela de Sagua, Caibarién, Punta Alegre, Santa Cruz del Sur, Guayabal, Manzanillo, Pilón y Siboney; 1,4 en Gibara, en tanto en los asentamientos costeros del Golfo de Batabanó y los malecones de La Habana y Baracoa estos superan los 3,5 casos. Por su parte, destaca que en todos los asentamientos la frecuencia relativa de los eventos de inundación en el período 1981-2020 fue superior al 30% respecto al período 1901-1980, mientras que, en los asentamientos del Golfo de Batabanó, Matanzas, Gibara y Baracoa estos excedieron el 60% del total.

La diferencia entre la frecuencia de este tipo de evento meteorológico extremo, entre las ciudades de Baracoa y Gibara está dada por la mayor vulnerabilidad y exposición de la primera, más que por el cambio de la frecuencia de los sistemas meteorológicos que provocan estos eventos, que en este caso, son similares (Hidalgo et al. 2022). Además, la mayor frecuencia de los eventos para el malecón Baracoa, está en buena medida dada por la serie disponible (1950-2020) la cual está enmarcada en un período de alta actividad ciclónica en todo el país (Ballester et al. 2010) y que reflejan otros autores para la región del Caribe como (Montoya et al. 2017).

04 CONCLUSIONES

De acuerdo a los testimonios recopilados para la cronología de inundaciones costeras de todo el país, la frecuencia de inundaciones fuertes se ha incrementado desde los años '80; sin embargo, durante el siglo XX destacan las inundaciones muy fuertes en los asentamientos del Golfo de Batabanó y de Santa Cruz del Sur, al paso de los tristemente célebres huracanes de 1944 y 1932 respectivamente. En la centuria actual, ocurrieron la afectación directa y con generación de inundaciones fuertes a Cuba de once huracanes intensos: Michelle (2001), Iván (2004), Charley (2004), Dennis (2005), Gustav (2008), Ike (2008), Paloma (2008), Sandy (2012), Matthew (2016), Irma

(2017) e Ian (2022), así como el caso del huracán Wilma (2005), aunque no impactó directamente al territorio nacional.

En todos los asentamientos costeros cubanos, excepto en Matanzas, la prueba de la proporción, para el nivel de significación del 5%, arrojó un incremento estadísticamente significativo de los eventos de inundación a partir de los años '80 del siglo XX. Este aumento por décadas es de 0,5-1,0 en el malecón de Cienfuegos, Isabela de Sagua, Caibarién, Punta Alegre, Santa Cruz del Sur, Guayabal, Manzanillo, Pión y Siboney; 1,4 en Gibara, en tanto en los asentamientos costeros del Golfo de Batabanó y los malecones de La Habana y Baracoa estos superan los 3,5 casos.

05 REFERENCIAS

- Ballester M., González C. y Pérez R.** (2010). "Variabilidad de la actividad ciclónica en la región del Atlántico Norte y su pronóstico", Editorial Academia, ISBN 978-959-270-175-5, La Habana.
- Calero A.** (2008). "Estadística", Segunda Edición, ISBN: 978-959-07-1103-9, Editorial Félix Varela, La Habana.
- Casals R., Hernández N., Pérez P. J., Ortega F. E., Menéndez, L. y Mosqueda N.** (2019). "Inundaciones costeras provocadas por el huracán Irma en el malecón habanero los días 9 y 10 de septiembre 2017", Revista Cubana de Meteorología, 25 (2): 244–255, ISSN 0864-151X.
- Frank W. M. and Young G. S.** (2007). "The Interannual Variability of Tropical Cyclones", Monthly Weather Review, 135(10): 3587–3598, DOI: [10.1175/MWR3435.1](https://doi.org/10.1175/MWR3435.1). ISSN: 0027-0644
- Hidalgo A., Mitrani I. y Pérez G.** (2017). "Nueva clasificación de las inundaciones costeras en Cuba", Revista Cubana de Meteorología, 23 (2): 209-2016, ISSN 0864-151X.
- Mitrani I., García E., Hidalgo A., Hernández I., Salas I., Pérez R., Díaz O., Vichot A., Pérez A., Cangas R., Álvarez L., Pérez O., Rodríguez J. A., Rodríguez C.M., Pérez A.L., Morales A., Viamontes J. y Pérez J.** (2017). "Inundaciones costeras en Cuba y sus tendencias climáticas", ISBN 978-959-237-730-1, Editorial CITMATEL, La Habana.
- Montoya R., Menéndez M. and Osorio A.** (2018). "Exploring changes in Caribbean hurricane induced wave heights", Ocean Engineering, DOI: [10.1016/j.oceaneng.2018.05.032](https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2018.05.032) 163: 126–135. ISSN: 1873-5258
- Moreno A.** (1998). "Desarrollo de las Técnicas de Predicción de las Inundaciones Costeras, Prevención y Reducción de su Acción Destructiva", Informe Final del Proyecto: Cuba 94/003, Instituto de Meteorología, La Habana.
- Ramos L. E.** (2009). "Huracanes. Desastres Naturales en Cuba", Editorial Academia, ISBN: 978-959-270-161-8, La Habana.

CONFLICTO DE INTERESES

Los autores declaran que no existen conflictos de intereses.

CONTRIBUCIÓN DE LOS AUTORES

Axel Hidalgo Mayo. <https://orcid.org/0000-0001-8786-3463>

Trabajó en el procesamiento de los datos, así como en su análisis e interpretación. Se encargó de la redacción del manuscrito y la edición final del mismo.

Ida Mitrani Arenal. <https://orcid.org/0000-0002-0830-2842>

Participó en el diseño de la investigación y análisis de los resultados. Además, trabajó en la revisión del manuscrito.

Alternativa de reúso para cortes de perforación contaminados con diésel

Alejandro Silva Gutsens

E-MAIL: quimicogutsen@gmail.com

Facultad de Ingeniería Química, Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría

Yuletsis Díaz Rodríguez

E-MAIL: yuletsis@ceinpet.cupet.cu

Centro de Investigación del Petróleo (CEINPET)

RESUMEN

En la industria petrolera cubana resulta necesario la adopción de nuevas alternativas y tecnologías para prevenir la contaminación y minimizar el impacto ambiental derivado de esta actividad. Entre las afectaciones más severas se destacan las producidas por las acciones de extracción y manejo del petróleo. Uno de los temas más preocupantes es la generación de grandes volúmenes de residuos sólidos petrolizados sobre todo los cortes de perforación impregnados con fluidos o lodos base combustible diésel ya que se dificulta su tratamiento y disposición final.

PALABRAS CLAVES:

contaminación, cortes, petróleo, residuos.

Reuse alternative for diesel contaminated drilling cuttings

ABSTRACT

In the Cuban oil industry, it is necessary to adopt new alternatives and technologies to prevent pollution and minimize the environmental impact derived from this activity. Some of the most severe effects include those produced by the actions of oil extraction and management. One of the most concerning issues is the generation of a large volume of petroleum solid waste (contaminants), especially drill cuttings coated with diesel fuel-based fluids or sludge, since their treatment and final disposal are difficult.

KEYWORDS: contamination, cuts, oil, waste.

01 INTRODUCCIÓN

En la industria petrolera cubana resulta necesario la adopción de nuevas alternativas y tecnologías para prevenir la contaminación y minimizar el impacto ambiental derivado de esta actividad. Entre las afectaciones más severas se destacan las producidas por las acciones de extracción y manejo del petróleo. Uno de los temas más preocupantes es la generación de grandes volúmenes de residuos sólidos petrolizados, sobre todo los cortes o recortes de perforación impregnados con fluidos o lodos base combustible diésel.

Los lodos de perforación, se definen como fluidos circulantes que se utilizan en la perforación rotatoria, para realizar una o todas de las varias funciones requeridas en las operaciones de perforación. Este fluido puede ser cualquier sustancia o mezcla de sustancias con características físicas y químicas apropiadas, por ejemplo: aire o gas, agua, petróleo o combinaciones de agua y aceite con determinado porcentaje de sólidos. Los fluidos de perforación son fundamentales en la perforación de un pozo, pues son los encargados de enfriar y lubricar la broca, la sarta de perforación, de limpiar las herramientas y el fondo del pozo, transmitiéndole energía hidráulica. Además, se encargan de suspender los sólidos y transportar los cortes y desprendimientos a la superficie. A la vez permiten estabilizar el pozo y controlar presiones subsuperficiales, sellando las formaciones permeables encontradas durante la perforación. Pero lo más importante es que mantienen la estabilidad y control del pozo (Pretel 2016).

En Cuba los procesos de perforación y específicamente en lo que concierne a los fluidos de perforación, se empleaba una mezcla de base agua. No obstante, presentaba como desventaja que a grandes profundidades no se tenía control de ciertas propiedades como presión y temperatura. Además, la presencia de arcillas activas que reaccionan con el agua provocan inestabilidad en el hoyo. Ante la necesidad de reducir los obstáculos geológicos en la actividad petrolera, se introduce el uso de fluidos base aceite diésel combustible conocido por sus siglas en inglés (oil based mud (OBM)). Con la incorporación de estos en 2016, se logró disminuir los gastos con respecto al tiempo de perforación haciendo más eficaz y económico el proceso (Pretel 2016).

A partir de la inserción de estos lodos se provoca uno de los efectos colaterales desafortunados de la exploración de hidrocarburos: la generación y acumulación de cortes considerados peligrosos por su alto contenido de diésel. Estos residuos son altamente contaminantes por contener hidrocarburos en su composición que impactan negativamente la fauna acuática y retardan la regeneración de la capa vegetal, por lo que son depositados en terrenos impermeabilizados para su posterior manejo.

El manejo y disposición de estos cortes de perforación desencadenan una problemática ambiental, a lo cual, surge la pregunta de cuáles son las tecnologías disponibles y más económicas para su tratamiento y disposición final en la industria cubana de petróleo.

Actualmente en el mundo se aplica la sustitución de diésel por aceites desaromatizados, los cuales son ambientalmente amigables, calificados de bajo riesgo a la salud y biodegradables, pero son muy costosos.

Además, existen alternativas de manejo como la llamada reinyección de cortes que consiste en mezclar los cortes, que se procesan mediante trituración u otra acción mecánica, con agua de mar para formar una lechada viscosa estable. La misma se bombea en un pozo o a través del espacio anular existente entre las sargas de revestimiento en un pozo activo y se inyectan bajo presión en las

formaciones. Otra opción es el proceso de remoción de sólidos químicamente mejorado (RECLAIM) donde se logran eliminar la mayoría de los sólidos finos de los fluidos no acuosos (Hernández 2020).

Otras tecnologías identificadas y desarrolladas para el tratamiento de los cortes de perforación pueden clasificarse en dos grupos principales: procesos físico-químicos y procesos biológicos. Según el tipo de contaminante, también pueden ser viables otras opciones como el relleno de seguridad o el confinamiento.

Entre los procesos físico-químicos aplicados en el tratamiento de residuos contaminados con hidrocarburos se encuentra la incineración, la solidificación o fijación química, la extracción de vapores del suelo, la desorción térmica y la extracción o el lavado con solventes (Pretel 2016). Todas las técnicas antes mencionadas resultan muy costosas, por lo que Cuba se ha inclinado más al tratamiento de estos residuos por procesos biológicos, los que resultan más económicos, como es la biorremediación.

Al respecto existen experiencias donde se demuestra que la biorremediación permite reducir la carga contaminante de los residuos a partir de la capacidad degradadora de los microorganismos. Como resultado se obtuvo un proceso efectivo con tasas de biodegradación final de 72 % para grasas y aceites y 73 % para hidrocarburos totales en un período de 250 días aproximadamente para concentraciones finales de 1 % que especifica la normativa de disposición final de residuos (Hernández 2020). No obstante, el proceso es lento y poco efectivo a la hora de tratar grandes volúmenes del residuo acumulado.

En el mundo también existen opciones para el reúso de estos residuos en la fabricación de cemento y como material de relleno en la construcción de nuevas locaciones de pozos, lo que minimiza la contaminación ambiental y su acumulación. Partiendo de esta base se establece como objetivo general analizar las alternativas de manejo de los cortes de perforación más comunes y económicas en la actualidad mediante la revisión bibliográfica, donde su aplicación sea principalmente en la industria de la construcción.

02 MATERIALES Y MÉTODOS

Para realizar la revisión bibliográfica se escogieron distintos tópicos a analizar, partiendo desde el análisis de los cortes de perforación y su reúso hacia la industria de la construcción.

CLASIFICACIÓN DE LOS FLUIDOS DE PERFORACIÓN

Los fluidos de perforación se clasifican fundamentalmente teniendo en cuenta la composición del lodo, distinguiendo el componente que define con claridad la función y el rendimiento del mismo.

Los lodos base agua consisten en una fase continua de agua en la cual están suspendidos arcilla y otros sólidos (reactivos e inertes). Lo más usual es agua dulce ya que se consigue normalmente, es barata y fácil de controlar. Además, es el mejor líquido para evaluar formaciones. El agua salada se usa en perforación marina dada su fácil accesibilidad. También se usa agua salina saturada para perforar secciones de domos salinos con el fin de estabilizar la formación y reducir la erosión de las paredes del hueco (Hernández 2020).

Los lodos base aceite son aquellos fluidos de perforación cuya fase continua o externa corresponden a petróleo crudo o derivados. Son de gran utilidad en casos de perforación de zonas

productoras con problemas de estabilidad de pozos por arcillas sensibles; y perforación de pozos profundos a altas temperaturas y presiones (Espíritu 2014).

Los lodos base sintética son los cuales su base consta de un aceite sintético, es usado principalmente en las plataformas offshore (Compañía extraterritorial), teniendo las mismas propiedades de los lodos base aceite, pero con toxicidades mucho menores (Espíritu 2014).

CORTES DE PERFORACIÓN

De acuerdo a la norma mexicana NOM-115-SEMARNAT (2003), los cortes o ripios de perforación se definen como aquellos fragmentos de roca que se obtienen del proceso de perforación; constituidos por minerales de las formaciones perforadas, entre otros, arcillas, cuarzo, feldespatos, carbonatos y otros compuestos calcáreos y de sílice que están impregnados con fluidos de perforación.

Resulta importante resaltar que las cantidades de cortes de perforación que se generan en la etapa de perforación son elevadas. Si se tiene un pozo típico de aproximadamente 5 km de profundidad, se pueden generar 636 m³ de cortes de perforación. El mayor inconveniente en este caso no se produce por el volumen de sólidos que se genera, sino por la toxicidad de estos, ya que estuvieron en continuo contacto con el fluido de perforación. En este sentido resulta muy común tener cortes con impregnaciones de aceites o cualquier otro contaminante. Estos cortes de perforación son desechados, si bien el daño provocado al medio ambiente en el lugar del pozo es relativamente pequeño y se limita a los alrededores de la operación de perforación, el impacto ambiental en las zonas próximas a la plataforma es significativo. Dicho impacto depende del tipo de lodo que se use y de las condiciones ambientales predominantes (Hernández 2020).

COMPOSICIÓN DE LOS CORTES DE PERFORACIÓN

La composición de los recortes de perforación principalmente depende del tipo de formación geológica en la que se encuentre cada sección de la perforación, además del tipo de lodo que se use bien sea en base agua, aceite o sintéticos. Los recortes de perforación se componen principalmente de barita, bicarbonato de calcio, bentonita, sales orgánicas, polímeros orgánicos, inhibidores de corrosión, detergentes y biocidas.

También de una serie de partículas producto del desprendimiento del interior de las rocas molidas por la acción giratoria de las brocas, frecuentemente están constituidas por rocas sedimentarias y algunos minerales naturales. Otro factor para determinar la composición de estos recortes es el contenido del fluido de perforación, debido a que este fluido varía según cada proyecto y cada pozo, según la profundidad y el diámetro que se esté utilizando.

Dentro de la composición de los cortes de perforación se encuentran metales pesados, el cadmio, el cual es tóxico como el zinc afectando principalmente la salud humana; el plomo, afecta a la mayoría de los organismos vivos sobre el sistema nervioso; el mercurio, es neurotóxico y peligroso; el arsénico, es muy tóxico, cancerígeno, incluso puede causar la muerte; cobre, en dosis altas puede provocar irritación en el estómago e intestino, anemia, daño renal y hepático.

IMPACTO MEDIOAMBIENTAL DE LOS CORTES DE PERFORACIÓN CONTAMINADOS CON DIÉSEL

Los cortes generados durante la perforación con diésel pueden causar grandes impactos ambientales y se dificulta su tratamiento debido a que su degradación es lenta y complicada. Además, generan condiciones anaerobias en el fondo de los sedimentos, lo que provoca una alteración en la composición de las comunidades microbianas. Así mismo, inhiben el crecimiento y desarrollo reproductivo de algunas especies acuáticas y reducen el establecimiento de ciertas comunidades biológicas (Zamora and Ramos 2010).

Estos desechos son colocados en algunas ocasiones en piscinas abiertas al medio ambiente sin someterse a un tratamiento. En estas piscinas se colocan también los desechos que se generan cuando se reacondicionan los pozos petroleros, constituyendo un importante foco de contaminación. En este sentido los desechos pueden migrar a las capas subterráneas del suelo en el caso que las piscinas se desborden cuando la lluvia es abundante, y contaminar las fuentes de aguas superficiales.

En zonas próximas a plataformas de perforación, se han registrado elevados contenidos de hidrocarburos policíclicos aromáticos en los tejidos de peces, lo que incide en enfermedades hepáticas en las comunidades humanas que dependen de estos peces para su alimentación (Pretel 2016).

MÉTODOS DE TRATAMIENTO DE LOS CORTES DE PERFORACIÓN

El manejo integral de los cortes se centra en los tratamientos que buscan mejorar las propiedades fisicoquímicas del material, dichos tratamientos están clasificados en cuatro grandes grupos, tratamientos térmicos, tratamientos físicos, tratamientos químicos y tratamiento biológicos, teniendo en cuenta la viabilidad de cada tratamiento en cuanto a su efectividad en remoción de los contaminantes, economía e impacto ambiental. Estos métodos están pensados para mejorar las condiciones de los cortes de perforación, estos procesos nos arrojan resultados diferentes y gracias a esto se puede determinar su disposición final de manera que sea viable tanto ambiental como económicamente.

Es vital conocer la naturaleza de cada uno de los métodos a los que los recortes pueden someterse y a continuación se describen las prácticas más reconocidas y con mejores resultados.

TRATAMIENTOS TÉRMICOS

En estos procesos se usa la alta temperatura para la destrucción de los agentes tóxicos, principalmente orgánicos. Entre ellos se encuentran; a desorción térmica, la termo mecánica, calentamiento por radiofrecuencia e incineración.

La desorción térmica es el proceso en el cual se busca elevar la temperatura de los lodos, mediante una fuente de calor directa o indirecta, hasta el punto de volatilizar el agua y los residuos orgánicos presentes en el lodo, la temperatura debe ser la necesaria para lograr el punto de ebullición de los contaminantes, además de controlar el tiempo que el material será expuesto a la fuente.

La mayor ventaja que presenta este método es que los vapores generados son condensados para así separar el agua y el hidrocarburo para ser recuperado. Una desventaja de este método es que el único metal contaminante al que puede ser aplicado este método es el mercurio (Sacristán 2020).

El método termo mecánico también conocido como “hammermill”, logra la evaporación del agua y de los compuestos orgánicos presentes en los lodos. El mismo consiste en un eje central que conecta varios martillos rotativos, los cuales giran a alta velocidad generando fricción entre los materiales. El nivel de giro, la velocidad, la rotación e inclinación se obtienen a partir de los puntos de ebullición de los contaminantes, ya que son los que se busca eliminar; si la turbulencia no es la adecuada puede no transferirse el suficiente calor.

Al igual que en la desorción térmica la mayor ventaja que presenta este método es que los vapores generados son condensados para la reutilización de los hidrocarburos (Sacristán 2020).

El proceso de calentamiento por radiofrecuencia usa la energía electromagnética para la eliminación de los contaminantes, mediante la volatilización de estos. Su energía es similar a la usada en un microondas. Este método solo se puede utilizar en cuerpos que no conduzcan electricidad.

En la incineración el residuo se somete a temperaturas altas que rondan entre 870 °C y 1200 °C, mediante un incinerador. Durante este proceso se volatilizan y destruyen los compuestos orgánicos, además pueden producirse gases o vapores tóxicos con nitrógeno, azufre o compuestos que difieren según la composición del residuo (Montaluia 2018).

Uno de los principales objetivos de este sistema consiste en la recuperación de energía; lo que se convierte en una de las principales ventajas de este método. Esto se debe a la alta reducción del volumen del residuo y la posibilidad de recuperar energía gracias a los gases con altos contenidos volátiles que se producen por la combustión. Su principal desventaja está dada a los elevados costos por la utilización de materiales resistentes a altas temperaturas también, los tiempos de puesta en marcha y parada, el consumo de combustible y el costo de mantenimiento.

El método es usado principalmente cuando el residuo contiene componentes pesados, es un proceso casi de destrucción total de la materia peligrosa, sin posibilidad de recuperar los hidrocarburos contenidos en el recorte.

TRATAMIENTOS FÍSICOS

Los tratamientos físicos logran modificar los componentes peligrosos con el fin de mejorar su forma y composición para su manejo posterior mediante el cambio de fase y/o concentración. Esto se hace gracias a las diferencias en las características como la densidad, presión de vapor, tamaño de partículas, entre otras. Rara vez son utilizados estos métodos como opción final de tratamiento para cualquier material contaminado.

Un método empleado es la ventilación, el cual se considera un método de eliminación pasiva. En el mismo, el suelo se vierte sobre una superficie impermeable, más o menos una capa de 20 cm, y se espera a que los compuestos orgánicos volátiles se volatilicen. El riego ayuda a que los contaminantes se disuelven, además la humedad acelera la actividad de los microorganismos. Es un proceso muy lento y poco viable ya que los contaminantes se disuelven directamente en la atmósfera, aunque es un proceso bastante económico siendo esta su principal ventaja.

Otro proceso consiste en el lavado donde se ponen en contacto el recorte con una solución de tensoactivos que son sustancias capaces de remover hidrocarburos y grasas. La solución se calienta a una temperatura aproximada a los 70 °C favoreciendo la separación de los hidrocarburos que pasan del suelo al líquido de lavado. Durante el proceso de lavado se utilizan grandes cantidades de agua y

aditivos por lo que se recomienda realizar una prueba con el fin de elegir correctamente los aditivos para cada caso (Montaluisa 2018).

El proceso de remoción de sólidos químicamente mejorado (RECLAIM) es una alternativa de manejo para los cortes, donde se logran eliminar la mayoría de los sólidos finos de los fluidos no acuosos. El mismo consiste en remover el grueso de las partículas coloidales finas mediante un equipo de control de la producción de sólidos, encargado de remover las partículas LGS (siglas en inglés de Low Gravity Solids) de más de 5 a 7 micrones. Las partículas más pequeñas permanecen en el sistema de lodo, ya que los sólidos finos o LGS se acumulan en un sistema de lodo durante el proceso de perforación obstaculizando estas operaciones. Posteriormente estos pueden ser utilizados para incrementar la relación agua/petróleo (RAP) del fluido de perforación (Hernández 2020).

TRATAMIENTOS QUÍMICOS

Los tratamientos químicos tienen como principal función modificar los compuestos contaminantes y peligrosos mediante reacciones químicas, de esta forma lo que se busca es eliminar o neutralizar los elementos peligrosos; en otros casos no es posible eliminar por completo estos residuos, pero se realiza el tratamiento para reducir el riesgo que puedan presentar, hasta un punto en que puede ser posible su manejo y posterior disposición (Sacristán 2020). Estos se clasifican en oxidación química, extracción y estabilización/solidificación.

El primero emplea sustancias oxidantes para destruir los componentes contaminantes, transformándolos en dióxido de carbono y agua. Los agentes que actúan como oxidantes pueden ser: o permanganato (MnO_4), el peróxido de hidrógeno (H_2O_2) y el ozono. Se obtiene una efectividad de degradación bastante altas. Las sustancias utilizadas en este proceso tienen características corrosivas, lo que indica riesgos para la salud humana y de explosión, debido a esto se deben tomar las precauciones necesarias de manejo de estas sustancias (Sacristán 2020).

En la extracción, los componentes orgánicos se disuelven en el solvente que con el corte se mezcla en un equipo que realiza la extracción del contaminante en el solvente. Se utilizan diferentes tipos de solventes depende de las características del material. Una vez terminada la extracción el solvente junto con la mezcla de contaminantes se calientan con el fin de facilitar la separación, el solvente se recupera y se recircula hacia el equipo extractor.

La técnica de estabilización/solidificación para el lodo y recorte de perforación lo que busca es estabilizar algunos componentes, adicionando al suelo cierta sustancia que controle e inhiba las reacciones químicas que se pudieran presentar. La estabilización consiste en la reducción del contaminante mediante una reacción química entre el agente estabilizador y el contaminante mientras que en la solidificación el compuesto contaminante se micro encapsula en una matriz sólida, con el fin de generar un producto inertizado. Entre los agentes estabilizadores se tienen: cemento y cal, asfalto emulsificador y el bitumen fundido (Sacristán 2020).

TRATAMIENTOS BIOLÓGICOS

Los tratamientos biológicos se llevan a cabo mediante la acción de algunos organismos vivos, usualmente bacterias y otros microorganismos. Estos métodos son aplicables a residuos tanto peligrosos como no peligrosos, básicamente consiste en la biodegradación de la materia orgánica convirtiéndola en dióxido de carbono, agua y energía (Montaluisa 2018).

Existen dos formas en las que puede ocurrir la biodegradación, de manera aerobia (con oxígeno) y anaerobias (sin oxígeno); el método a escoger varía según la composición del material que se quiera tratar. En el proceso intervienen microorganismos naturales (levaduras, hongos o bacterias) existentes en el medio para descomponer o degradar sustancias peligrosas en sustancias de carácter menos tóxico o bien inocuas para el medio ambiente y la salud humana (Montaluisa 2018).

La técnica más utilizada es la biorremediación y se puede clasificar en *in situ* (en el lugar) o *ex situ* (fuera del lugar). En los tratamientos *ex situ* el suelo es excavado y transportado hasta la localización donde se implementará la tecnología, mientras que en los tratamientos *in situ* el suelo es tratado en su emplazamiento natural. Esto conlleva una serie de ventajas como un mayor espectro de tecnologías disponibles, mejor control sobre el proceso y su evolución. Sumado a eso, una mayor velocidad y homogeneidad, hacen preferibles los tratamientos *in situ* en muchos casos. En cambio, el proceso de excavación y transporte conlleva mayores costos, pero las tecnologías asociadas pueden ser más efectivas en relación a contaminantes de elevada persistencia en el ambiente (Hernández 2020).

03 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Según las propiedades, el impacto ambiental de dichos residuos y los métodos de manejo químico-físico se realizó una búsqueda de alternativas de manejo como lo son:

OTRAS ALTERNATIVAS DE MANEJO DE LOS CORTES DE PERFORACIÓN

La reinyección de cortes es una alternativa que consiste en mezclar los cortes con agua de mar y se procesan mediante trituración u otra acción mecánica para formar una lechada viscosa estable. La misma se bombea en un pozo o a través del espacio anular existente entre las sartas de revestimiento en un pozo activo y se inyectan bajo presión en las formaciones. Este proceso crea una fractura hidráulica en la formación, que contiene efectivamente la lechada, lo cual es considerable, pero durante el curso de la perforación se incrementa el contenido de sólidos ultrafinos presentes en el lodo; para finalmente considerarlo como gastado y eliminarlo (Hernández 2020).

Según el tipo de contaminante, también pueden ser viables otras alternativas como el relleno de seguridad o el confinamiento. Esta forma de disposición es la que se encuentra mejor desarrollada con base en criterios de ingeniería. El confinamiento controlado son instalaciones para el depósito de residuos en forma controlada, clasificada y duradera. Los residuos en la mayoría de los casos requieren previamente de tratamiento fisicoquímico y de incineración (detoxificación, deshidratación, reducción de volumen) (Sacristán 2020).

También es posible su uso como mezcla de revestimiento de carreteras, mientras posea características de densidad de mezcla y contenido de metales consistentes con las aprobadas para asfalto de carreteras o mezclas. En aplicaciones directas, a cargo del mismo generador en tramos de carreteras públicas o privadas, debe ser en relaciones de cargas que reduzcan la posibilidad de escurrimientos superficiales y apegados a las regulaciones locales. El reglamento que debe observarse es el referente a mezclas de asfalto y materiales para la construcción de carreteras (Soroa et al. 2021).

Otra alternativa para el uso posterior de los recortes de perforación sin tratar, es el oprocesamiento para la producción de cemento. En México en el estado de Tabasco, se cuenta con

una planta productora de cemento que recibe estos tipos de residuos; además, por la distancia la hace atractiva y económica (Sacristán 2020).

EXPERIENCIAS EN CUBA DE LA UTILIZACIÓN DE RESIDUOS PARA LA FABRICACIÓN DE MATERIALES DE LA CONSTRUCCIÓN

La industria cubana de materiales de la construcción está seriamente afectada debido al agotamiento progresivo de los recursos naturales y el aumento en los obstáculos para desarrollar nuevas canteras. En adición a esto se encuentra la agresiva política de Estados Unidos contra el país y la falta de recursos. Dicha situación hace cada vez más relevante la introducción de residuos en el sector de la construcción. Al respecto diversas investigaciones en los últimos años en torno a los residuos de construcción y demolición (RCD) para elaborar hormigones y morteros han experimentado un marcado desarrollo.

El uso de los escombros como parte de los materiales de construcción permite incrementar la capacidad constructiva con los mismos materiales pues sustituyen partes del cemento y los demás materiales en la mezcla. El uso de esta materia prima permite incrementar la capacidad constructiva y puede lograrse con la participación de recursos de la localidad, lo que se incrementa la participación popular, no se afecta la calidad y si se disminuyen los costos. Esta línea de utilización de los escombros como materia prima para la construcción es de vital importancia a desarrollar en el Programa Nacional de la Viviendas (Sacristán, 2020).

No obstante, las actividades actuales relacionadas con los procesos de reciclaje y reutilización de escombros que produce la construcción se encuentran fragmentadas, ya que generan vertederos con grandes volúmenes almacenados de residuos en todo el país. Para ello se han diseñado acciones estratégicas que propicien cambios graduales y sistemáticos con respecto al manejo adecuado de los RCD.

En la provincia de Holguín en los últimos años se han realizado investigaciones para la reutilización del plástico PVC en la fabricación de bloques huecos de hormigón con resultados viables en dosificaciones de un 25 % de residuos de PVC para sustitución del árido grueso. Dichos resultados presentaron una adecuada resistencia ante los esfuerzos a compresión, alcanzando valores aproximados de 3,94 MPa a los 28 días, para su utilización en muros divisorios. También se han realizado pruebas de reúso a mezcla de vidrio triturado con asfalto para producir superficies de vías de alta duración. El vidrio triturado añade fuerza a la mezcla del asfalto y reduce los costos de construcción de vías.

En la Habana en la empresa de materiales de la construcción también se realizan estudios sobre la cascarilla de arroz, que es un desecho agroindustrial producido en altos volúmenes en los lugares donde se siembra y se procesa la planta del arroz. Este residuo pudiera utilizarse para la obtención de dióxido de silicio que mejora las características mecánicas del cemento y contra los sulfatos que puede sufrir un concreto puesto en obra. En el caso concreto de Cuba se considera de gran potencial como una alternativa de alta viabilidad para las construcciones de bajo costo y cubiertas de poco peso. Otra aplicación que se puede abordar con el uso de este material, está en el hecho de utilizarlo en la industria ladrillera, lo cual por medio de sinterización de los elementos constituyentes puede generar ladrillos más económicos y más liviano.

MANEJO DE CORTES DE PERFORACIÓN EN CUBA

En Cuba se trabaja en búsqueda de alternativas de manejo para los cortes de perforación contaminados con diésel. En el Centro de Investigación del Petróleo (CEINPET) existen experiencias en cuanto a la biorremediación de residuos petrolizados y se realizan los primeros pasos en el tratamiento a los lodos de perforación base aceite diésel. Así mismo la utilización de acondicionadores orgánicos para mejorar el proceso (biorremediación mejorada). Dicha aplicación tributó a un proyecto de investigación financiado por la Empresa de Perforación y Extracción de Petróleo del Centro (EPEP-C) a fin de brindar manejo adecuado a los cortes contaminados con diésel generados por la perforación. En tal caso se obtuvo como resultado un proceso efectivo con tasas de biodegradación final de 72 % para grasas y aceites y 73 % para hidrocarburos totales en un período de 250 días aproximadamente para concentraciones finales de 1 % que especifica la normativa de disposición final (Hernández 2020). Se realizó también un estudio sobre un proceso de estabilización química-biológica como tratamiento de cortes de perforación contaminados con diésel, en microcosmos, en un período de 90 días. En la misma se demostró que la aplicación del tratamiento propuesto es factible para el manejo seguro de estos residuos, alcanzándose los mayores niveles de degradación con el producto mejorador de suelos (Soroa et al. 2020).

También existen otras investigaciones en el CEINPET para la disposición final de los cortes como materia prima para la conformación del Clinker de cemento. En este caso se realizaron pruebas del tipo industrial con diferentes relaciones de mezcla entre corte seco y corte húmedo con marga y suelo ferrítico. Obteniéndose como resultado que con la mezcla de suelo ferrítico y corte seco se obtiene un contenido inferior de la fracción de aromático y no afecta la calidad del Clinker (Soroa et al. 2021).

Ante las potencialidades de estos residuos de la perforación se sigue investigando nuevas alternativas de manejo para su disposición final, en el sector de la construcción.

04 CONCLUSIONES

El empleo de cortes de perforación contaminados con aceite diésel como reuso en procesos de la construcción proporcionan:

- Una disposición segura de este residual peligroso.
- Calidad del pavimento asfáltico formado.
- La continuidad de la exploración petrolera en Cuba con el empleo del sistema de fluidos OBM.

05 REFERENCIAS

Espíritu O. (2014). "Manejo, clasificación y disposición de residuos peligrosos (cortes de perforación base aceite) en plataformas petroleras ". Tesis de grado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Hernández D. (2020). "Biotratamiento a cortes de perforación contaminados con diésel ", Tesis de grado, Facultad de Ingeniería Química, Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (Cujae), La Habana

Pretel T. (2016). Alternativas de tratamiento de las sustancias químicas peligrosas en los lodos de perforación., Fundación Universidad de América, Bogotá DC, Colombia. 72 pp

- Romero R. et al.** (2017). Búsqueda de Información sobre el manejo y disposición final de ripios de perforación con contaminantes base aceite. CEINPET, Editor. Centro de investigación del Petróleo (CEINPET): La Habana, Cuba. Proyecto 9018, Etapa 1. 41 pp
- Sacristán D.** (2020). "Caracterización de los recortes de perforación de pozos petroleros para el análisis de su tratamiento y sus posibles aplicaciones ", Tesis de grado, Facultad de Ingeniería Universidad Militar Nueva Granada. Bogotá, Colombia.
- Soroa B. et al.** (2021). "Disposición final de cortes de perforación petrolera en la fabricación del Clinker de cemento. Revista Centro Azúcar 48(4): 63-73.
- Zamora, A.C. y J. Ramos.** (2010). Las actividades de la industria petrolera y el marco ambiental legal en Venezuela. Una visión crítica de su efectividad. Revista Geográfica Venezolana. 51(1): 115-144 pp

CONFLICTO DE INTERESES

Los autores declaran que no existe conflicto de intereses

CONTRIBUCIÓN DE LOS AUTORES

Alejandro Silva Gutsens <https://orcid.org/0000-0003-0731-7388>

Realizó el estudio bibliográfico. Participó en el diseño de la investigación, análisis de los resultados y en la revisión y redacción del informe final.

Yuletsis Díaz-Rodríguez <https://orcid.org/0000-0002-0705-1439>

Participó en la búsqueda de información y en la redacción final.

Transmisión del oleaje en arrecifes artificiales

Jaime Roberto Ruiz y Zurvia Flores

E-MAIL: jaruizz@ipn.mx

Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Unidad Adolfo López Mateos (Zacatenco)
Instituto Politécnico Nacional, México**Lucio Fragoso Sandoval**

E-MAIL: lfragoso@ipn.mx

Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Unidad Adolfo López Mateos (Zacatenco)
Instituto Politécnico Nacional, México

RESUMEN

Los arrecifes artificiales se han empleado como obras de protección playera con éxito en varias partes del mundo. Para aplicarlos es necesario establecer las condiciones de oleaje a que serán sometidos, teniendo como objeto del estudio la obtención de los coeficientes de transmisión como indicador de su eficiencia. El estudio se realizó en el canal angosto con generador hidráulico de oleaje irregular y equipo de medición de oleaje controlados por computadoras, equipo con que cuenta el Laboratorio de Ingeniería Hidráulica de la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura- Unidad Zacatenco del Instituto Politécnico Nacional de México. Se implementó un modelo físico reducido en el que se construyeron dos secciones de arrecife, y se calcularon los coeficientes de transmisión del oleaje, que se contrastaron con formulaciones presentadas en el estado del arte.

PALABRAS CLAVES:

arrecifes, artificiales, transmisión, oleaje, irregular.

Wave transmission on artificial reefs

ABSTRACT

Artificial reefs have been used as successful beach protection works in various parts of the world. To apply them, it is necessary to establish the wave conditions to which they will be subjected, with the objective of the study obtaining the transmission coefficients as an indicator of their efficiency. The study was carried out in the narrow flume with an irregular wave hydraulic generator and wave measurement equipment controlled by computers, equipment with an account in the Laboratorio de Ingeniería Hidráulica de la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura – Unidad Zacatenco del Instituto Politécnico Nacional de México. In the flume, a reduced physical model was implemented in which two reef sections were built, and the wave transmission coefficients were calculated, which were contrasted with formulations presented in the state of the art.

KEYWORDS: reefs, artificial, transmission, wave, irregular.

01 INTRODUCCIÓN

México cuenta con más de 11 500 Km de extensión de costas, que representan un importante recurso natural que puede ser aprovechado en el turismo; por lo anterior es importante investigar estructuras costeras que fomenten su conservación. Dentro de las estructuras empleadas, se encuentran los arrecifes artificiales que se han aplicado con gran éxito en varios países para prevenir, preservar e incluso la reconstrucción y rehabilitación de playas. Para su aplicación es fundamental establecer los parámetros de diseño adecuados a las condiciones de oleaje a que serán sometidos, siendo el objeto del estudio determinar los coeficientes de transmisión de oleaje como indicador de su eficiencia.

El estudio se realizó en el Laboratorio de Ingeniería Hidráulica de la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura-Unidad Zacateco del Instituto Politécnico Nacional de México, en su canal angosto con generador hidráulico de oleaje regular e irregular y equipo de medición de oleaje controlados por computadoras. En el canal se implementó un modelo físico reducido a una escala de líneas 1:20, de fondo fijo y sin distorsión, en el que se construyeron dos secciones de arrecife artificial de 34,00 m y 50,00 m de coronamiento en prototipo (1,70 m y 2,50 m en modelo).

Los ensayos se apoyaron en mediciones de oleaje incidente y transmitido sobre las dos diferentes secciones de arrecife calculándose los coeficientes de transmisión del oleaje, los cuales se contrastaron con las formulaciones de Goda et al. (1969), d'Agremont et al. (1996), Van der Meer (1991, 2000 y 2004) y Armono (2003).

02 ANÁLISIS TEÓRICO

TRANSMISIÓN DEL OLAJE

Anteriormente se llevaron a cabo una serie de investigaciones de laboratorio para cuantificar el coeficiente de transmisión, se interpreta a través de la relación de la altura de ola incidente H_i , entre la altura de ola transmitida H_t representado por la ecuación (1).

$$K_t = \frac{H_i}{H_t} \quad (1)$$

Donde: (K_t) coeficiente de transmisión, (H_i) altura de ola significativa incidente, (H_t) altura de la ola transmitida.

Estas investigaciones produjeron fórmulas empíricas que se han utilizado ampliamente en la ingeniería de puertos y costas. Sin embargo, hay limitaciones a cada una de ellas debido a las condiciones de laboratorio y la gama de variables utilizados en las pruebas (Seabrook 1998).

Para una mejor interpretación del fenómeno de transmisión del oleaje sobre las estructuras estudiadas, se utilizaron los parámetros adimensionales que se consideran de mayor influencia para este fenómeno, los cuales se obtienen de relacionar las principales características de la estructura y del oleaje que incide sobre ella.

Varias investigaciones experimentales se realizaron en el pasado que condujo a expresiones semi-empíricas para el coeficiente de transmisión en oleaje irregular como son: Saville (1963), Goda (1969), Allsop (1983), Ahrens (1987), Van der Meer (1988, 1990, 1991, 2004), d'Angremond (1996), Van Der Meer y de Jong (1996).

De las fórmulas desarrolladas por investigadores, las propuestas para el estudio fueron las ecuaciones (2) a (6):

$$K_t = 0,5 \left[1 - \operatorname{sen} \frac{\pi}{2\alpha} \left(\beta - \frac{R_c}{H_s} \right) \right] \quad \text{Ec. de Goda et al. (1969) (2)}$$

$$K_t = 0,4 \left(\frac{R_c}{H_s} \right) + \left(\frac{B}{H_s} \right)^{-0,31} (1 - \exp^{-0,5\epsilon}) C \quad \text{Ec. d'Angremond et al. (1996) (3)}$$

$$K_t = 0,46 + 0,3 \frac{R_c}{H_s} \quad \text{Ec. de Van der Meer (1988, 1990, 1991) (4)}$$

$$K_t = 0,35 \left(\frac{R_c}{H_s} \right) + \left(\frac{B}{H_s} \right)^{-0,65} (1 - \exp^{-0,41\epsilon}) \quad \text{Ec. de Van der Meer (2004) (5)}$$

$$K_t = \frac{1}{1 + 14,53 \left(\frac{H_s}{gT_i^2} \right)^{0,901} \left(\frac{B}{gT_i^2} \right)^{-0,413} \left(\frac{h}{B} \right)^{-1,013} \left(\frac{h}{d} \right)^{4,392}} \quad \text{Ec. de Armono (2003) (6)}$$

Donde las variables de las ecuaciones tienen el siguiente significado:

K_t - Coeficiente de transmisión

B - Ancho del coronamiento de la estructura.

R_c - Bordo libre o sumergencia.

d - Profundidad.

h - Altura de la estructura.

H_s - Altura de ola incidente.

T_i - Período de la ola incidente.

H_i/L - Relación de esbeltez de ola incidente.

d/L - Profundidad relativa.

B/L - Ancho de coronamiento relativo.

R_c/H_s - Profundidad de sumergencia relativa

$\alpha = 2$ y β tiene valores de 0,1 (alto), 0,3 (medio) y 0,5 (bajo)

PARÁMETROS CONSIDERADOS EN EL ESTUDIO

OLEAJE INCIDENTE

Con base a datos de oleaje normal y de tormenta que corresponde a olas generadas en mar abierto, se realizó una propagación del oleaje hacia las profundidades a reproducir en el modelo. De acuerdo con lo anterior, se calcularon las características del oleaje a una profundidad de 10 m a pie del generador de oleaje (condición de modelo), y 4 m de profundidad en donde se desplantó el arrecife artificial.

NIVELES DEL MAR

El estudio considera la condición del oleaje normal y de tormenta, el plano de referencia fue el Nivel de Bajamar Media (N.B.M.).

BATIMETRÍA DEL MODELO

Debido a las características experimentales del estudio y tomando en cuenta las pendientes de las playas del caribe mexicano, se representó un perfil playero con pendiente 1:20 donde se desplantaron las dos secciones del arrecife artificial a ensayar.

SECCIONES DE ARRECIFES

Se propusieron 2 secciones de arrecifes artificiales de sección trapezoidal, con dimensiones de 34,00 y 50,00 m de coronamiento, altura de 2,50 m en promedio, con taludes 2:1 (lado mar y lado protegido), constituidos por enrocamiento en su capa secundaria y por elementos artificiales de concreto en su coraza (nuevo elemento propuesto) con peso de 2,5 toneladas.

MODELO HIDRAULICO FISICO

ESCALA DEL MODELO

Para representar el fenómeno a reproducir en los ensayos, en este caso el comportamiento de las diferentes secciones de arrecifes artificiales bajo la acción de trenes de oleaje irregular, las fuerzas que imperan en el fenómeno de estudio son las gravitacionales y de inercia, por lo tanto, la condición de similitud a reproducir en el modelo es la de Froude (Hughes 1993). Con base en lo anterior, a las características de los oleajes y niveles a reproducir en las pruebas, y a los requerimientos del generador de oleaje irregular, se seleccionó una escala de líneas de 1:20, para un modelo de fondo fijo sin distorsión. De la escala anterior se determinaron las siguientes escalas de utilidad en el estudio, las cuales se resumen en la tabla 1

Tabla 1. Escalas del modelo

Tipo de escala.	Notación.	Escalas
Escala de líneas horizontales	E_{LH}	20,00
Escala de líneas verticales	E_{LV}	20,00
Escala de longitudes de ola	E_L	20,00
Escala de alturas de ola	E_H	20,00
Escala de periodos de ola	E_T	4,47
Escala de celeridades de ola	E_C	4,47
Escala de fuerzas	E_F	8 000
Escala de pesos	E_W	8 000

INSTALACIÓN

Los ensayos se llevaron a cabo en el canal de oleaje angosto del Laboratorio de Ingeniería Hidráulica de la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura del Instituto Politécnico Nacional de México, con dimensiones de 24,45 m de longitud, 0,90 m de altura y 0,66 m de ancho; el cual cuenta con un generador hidráulico de oleaje regular e irregular en uno de sus extremos, cuyo control se efectúa por procedimientos electrónicos controlados por computadora. En el extremo contrario se colocó un amortiguador para absorber la energía del oleaje y limitar su reflexión. En el interior del canal, se realizó un relleno y colado de firmes para obtener dos pendientes del fondo marino, un tramo de 6,00 m con pendiente 1:20 y otro tramo de 9,00 m con pendiente 1:100. Se dispuso un tirante de agua a lo largo del canal de 0,50 cm (10,00 m en prototipo), tirante necesario para un adecuado funcionamiento del generador de oleaje. El canal de oleaje y la disposición del modelo ensayado se muestran en la figura 1.

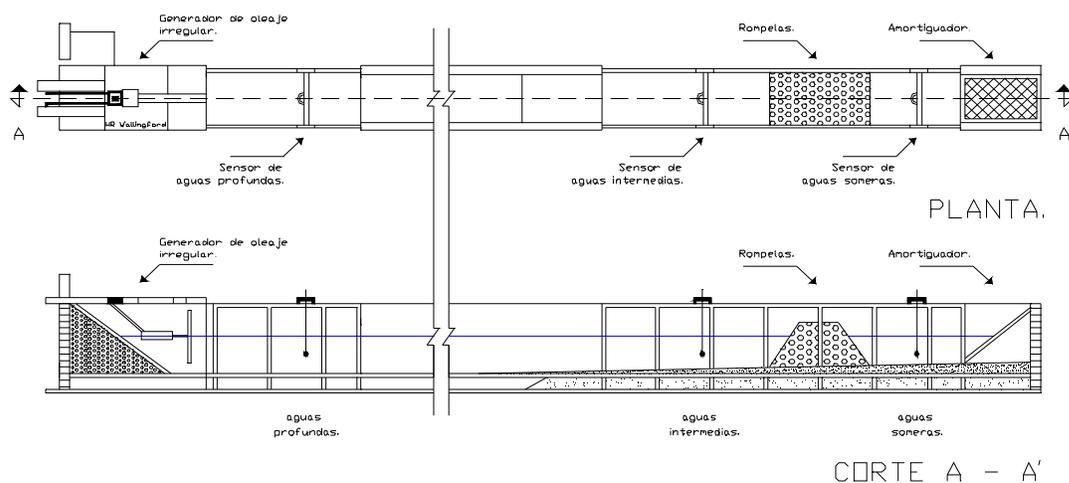


Figura 1. Planta y corte del canal angosto y generador de oleaje

INSTRUMENTACIÓN

Para medir el oleaje incidiendo sobre el arrecife correspondiente, se colocaron tres sensores de oleaje de tipo resistivo para medir el oleaje en aguas profundas (pie del generador) y al pie de la estructura y posterior a la misma. Las señales analógicas transmitidas por los sensores de oleaje se amplificaron a través de un olómetro, para luego enviarse a un convertidor de señales A/D (analógico/digital) con que cuenta el equipo de cómputo; ya digitalizadas se analizaron con el programa de cómputo HR WAVES subrutina WARP (Beresford, 1994) y se enviaron a una impresora (figura 2).



Figura 2. Equipos de cómputo para control del generador y del equipo de medición de oleaje

CONSTRUCCIÓN DEL MODELO

En el estudio se realizó la construcción de dos secciones de arrecife con anchos de coronamiento de 34,00 y 50,00 m. Los materiales de enrocamiento para el abilitado de las diferentes estructuras se obtuvo por medio de triturado (capa secundaria) y elementos artificiales fabricados de concreto (coraza) (ver figuras 3 y 4).

CONDICIONES Y PROCEDIMIENTO DE ENSAYOS

- Se utilizó el espectro frecuencial de Pierson – Moskowitz (el equipo cuenta con 7 espectros frecuenciales diferentes) para generar las señales de oleaje con el programa HR WAVEGEN subrutina SEASTATE (Beresford, 1994)
- Cada sección se somete una incidencia total de 1.500 olas por serie de ensayos.
- En todos los ensayos se mide el coeficiente de reflexión.
- En todos los ensayos se mide el oleaje en dos puntos diferentes (al frente y en la parte posterior del arrecife)

PROCEDIMIENTO DE LOS ENSAYOS

ENSAYOS PARA OBTENER COEFICIENTES DE REFLEXIÓN

Con el objeto de conocer el grado de reflexión de los arrecifes artificiales, y en dado caso compensar las señales de oleaje, se procedió de la siguiente manera (Mansard and Funke 1980):

- Se colocaron tres sensores de oleaje entre el generador de oleaje y el arrecife, a una distancia mayor de una longitud de ola (función está del período de oleaje correspondiente al ensayo) y separados entre sí de acuerdo con el período de oleaje de ensayo.
- Se generó oleaje y se midió la energía de ola incidente y la reflejada en la estructura por cada uno de los tres sensores de oleaje.
- Se calculó el coeficiente de reflexión promediando las energías del oleaje incidente y reflejado, evaluadas de los datos transmitidos por los sensores de oleaje al ológrafo y de ahí al programa HR WAVES subrutina REFLECTION con que cuenta el equipo de cómputo.

ENSAYOS PARA OBTENER COEFICIENTES DE TRANSMISIÓN

Estos se llevan a cabo mediante el proceso siguiente:

- Se genera oleaje para cada uno de los ensayos, en tiempo suficiente para tener una incidencia de 300 olas sobre la estructura en prueba.
- Cada estructura se somete a una incidencia total de 1 500 olas.
- Con base en los datos de oleaje transmitidos por los sensores de oleaje y analizados por el programa HR WAVES subrutina WARP, se calculan las alturas y periodos de ola significativa para cada ensayo.
- En base a los datos obtenidos en el inciso anterior, se calculan los coeficientes de transmisión para cada uno de los ensayos.
- Se realiza un registro de video y fotografías de cada ensayo.

ENSAYOS

En las figuras 5 y 6 se muestran dos de los ensayos realizados con las dos secciones de arrecifes.



Figura 5. Sección de arrecife artificial de 34,00 m



Figura 6. Sección de arrecife artificial de 50,00 m

PRESENTACIÓN DE LA INFORMACIÓN

Se procedió a realizar el procesamiento de la información aportada por el estudio, obteniéndose los coeficientes de transmisión de acuerdo con los datos que, aportados por los ensayos y los coeficientes de transmisión obtenidos de las fórmulas de Goda (1969), d'Angremond (1996), Van der Meer (1991, 2000 y 2004) y Armono (2003).

Los datos de los ensayos de las dos secciones de arrecife artificial, así como los calculados con las fórmulas de los autores antes citados, se presentan en las figuras 7a y 7b.

Serie	Ensayo	H _i	H _T	T _i	T _T	Rc	B	d	L	d/L	K _T	% de reducción
		(m)	(m)	(seg)	(seg)	(m)	(m)	(m)	(m)			
Serie 2	1	1,2804	0,3665	5,2145	4,8171	0,50	50,00	4,00	29,41	0,1360	0,29	71%
	2	1,6516	0,4716	5,5768	5,1832	0,50	50,00	4,00	31,89	0,1254	0,29	71%
	3	2,0332	0,5944	6,1760	5,2592	0,50	50,00	4,00	35,94	0,1113	0,29	71%
	4	2,4050	0,7023	7,1465	6,0778	0,50	50,00	4,00	42,39	0,0944	0,29	71%
	5	3,5522	0,8341	8,0342	7,2695	0,50	50,00	4,00	48,21	0,0830	0,23	77%
Serie 3	1	1,0552	0,6628	5,1161	4,7002	1,00	50,00	4,00	28,73	0,1392	0,63	37%
	2	1,3580	0,7876	5,4247	4,5750	1,00	50,00	4,00	30,85	0,1296	0,58	42%
	3	1,9764	0,9676	6,4846	4,8165	1,00	50,00	4,00	38,00	0,1053	0,49	51%
	4	2,5544	1,1900	7,2672	6,5472	1,00	50,00	4,00	43,18	0,0926	0,47	53%
	5	3,8348	1,4244	8,0811	7,6339	1,00	50,00	4,00	48,51	0,0825	0,37	63%
Serie 4	1	1,0118	0,3845	5,1145	4,6347	0,50	34,00	4,00	28,72	0,1393	0,38	62%
	2	1,3906	0,5010	5,7496	4,6616	0,50	34,00	4,00	31,02	0,1290	0,36	64%
	3	1,7450	0,6108	6,5903	4,9523	0,50	34,00	4,00	38,71	0,1033	0,35	65%
	4	2,3970	0,8150	7,6144	5,3234	0,50	34,00	4,00	45,46	0,0880	0,34	66%
	5	3,2586	0,8798	7,8783	6,0927	0,50	34,00	4,00	47,19	0,0848	0,27	73%
Serie 5	1	1,0396	0,7277	5,1252	3,5156	1,00	34,00	4,00	28,80	0,1389	0,70	30%
	2	1,4546	0,9309	5,7630	4,0502	1,00	34,00	4,00	33,15	0,1207	0,64	36%
	3	1,9326	1,0387	6,4204	4,1929	1,00	34,00	4,00	37,57	0,1065	0,54	46%
	4	2,4650	1,2571	7,2477	5,3861	1,00	34,00	4,00	43,05	0,0929	0,51	49%
	5	3,1614	1,2962	8,2092	6,6830	1,00	34,00	4,00	49,35	0,0811	0,41	59%

Figura 7a. Coeficientes calculados en los ensayos

B / L	Rc / H _i	B / H _i	Rc / B	H _i / d	S _{op}	x _{op}	K _T Goda (1969)	K _T Van der	K _T d'Angre	K _T Van der Meer	K _T Van der Meer	K _T Armono
1,700	0,391	39,05	0,010	0,320	0,030	2,88	0,46	0,58	0,31	0,30	0,17	0,34
1,568	0,303	30,27	0,010	0,413	0,034	2,72	0,42	0,55	0,29	0,28	0,14	0,30
1,391	0,246	24,59	0,010	0,508	0,034	2,71	0,40	0,53	0,27	0,28	0,13	0,29
1,180	0,208	20,79	0,010	0,601	0,030	2,88	0,39	0,52	0,27	0,29	0,12	0,28
1,037	0,141	14,08	0,010	0,888	0,035	2,67	0,36	0,50	0,26	0,29	0,11	0,24
1,740	0,948	47,38	0,020	0,264	0,026	3,12	0,67	0,74	0,53	0,46	0,36	0,50
1,621	0,736	36,82	0,020	0,340	0,030	2,91	0,59	0,68	0,46	0,41	0,29	0,46
1,316	0,506	25,30	0,020	0,494	0,030	2,89	0,50	0,61	0,38	0,36	0,22	0,42
1,158	0,391	19,57	0,020	0,639	0,031	2,85	0,46	0,58	0,35	0,34	0,19	0,39
1,031	0,261	13,04	0,020	0,959	0,038	2,58	0,41	0,54	0,31	0,32	0,15	0,33
1,184	0,494	33,60	0,015	0,253	0,025	3,18	0,50	0,61	0,37	0,35	0,21	0,44
1,096	0,360	24,45	0,015	0,348	0,027	3,05	0,44	0,57	0,33	0,33	0,17	0,40
0,878	0,287	19,48	0,015	0,436	0,026	3,12	0,42	0,55	0,32	0,32	0,15	0,38
0,748	0,209	14,18	0,015	0,599	0,026	3,08	0,39	0,52	0,30	0,32	0,14	0,35
0,720	0,153	10,43	0,015	0,815	0,034	2,73	0,37	0,51	0,29	0,32	0,13	0,29
1,181	0,962	32,70	0,029	0,260	0,025	3,15	0,68	0,75	0,56	0,49	0,37	0,56
1,026	0,687	23,37	0,029	0,364	0,028	2,99	0,57	0,67	0,46	0,43	0,29	0,52
0,905	0,517	17,59	0,029	0,483	0,030	2,89	0,51	0,62	0,41	0,39	0,24	0,48
0,790	0,406	13,79	0,029	0,616	0,030	2,89	0,46	0,58	0,38	0,38	0,21	0,45
0,689	0,316	10,75	0,029	0,790	0,030	2,89	0,43	0,55	0,36	0,37	0,19	0,43

Figura 7b. Coeficientes calculados mediante las fórmulas

04 RESULTADOS

Se desarrollaron una serie de gráficas, en las cuales se representan los datos aportados por el estudio; en la primera se relacionan la sumergencia relativa del coronamiento contra el coeficiente de transmisión medido (ver figura 8), la segunda el ancho de coronamiento relativo contra el coeficiente de transmisión medido (ver figura 9) y en las tercera y cuarta, los coeficientes de transmisión calculados con respecto las fórmulas propuestas en las figuras 10 a 15, dichas gráficas se presentan a continuación.

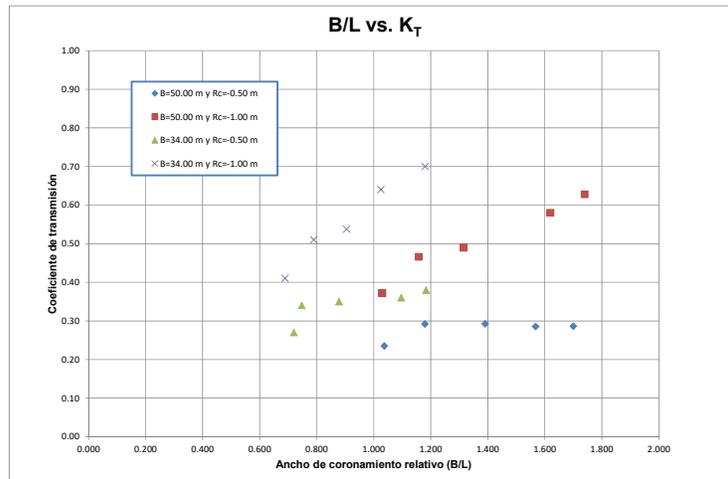


Figura 8. Ancho de coronamiento relativo vs. Coeficiente de transmisión

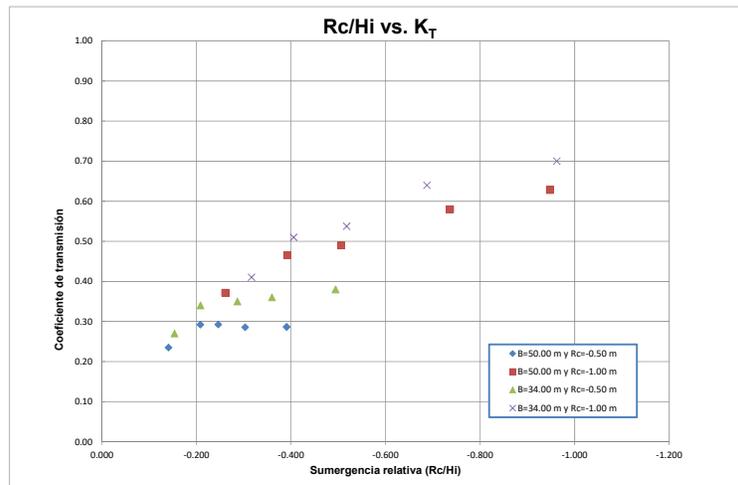


Figura 9. Sumergencia relativa vs. Coeficiente de transmisión

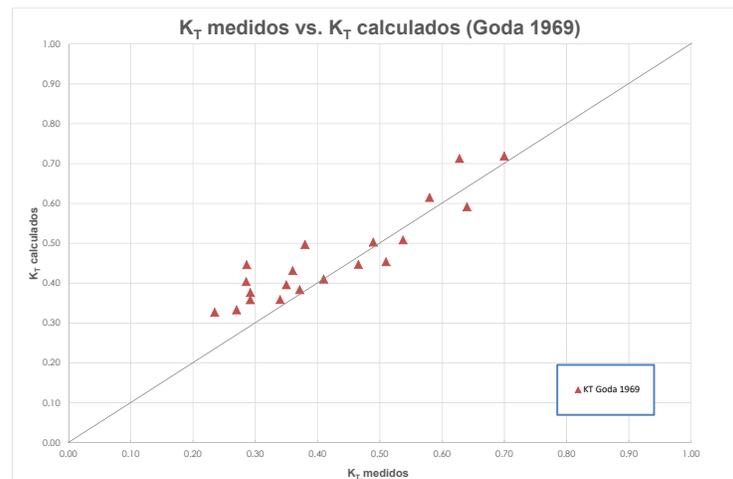


Figura 10. K_T medidos vs K_T calculados para Goda 1969

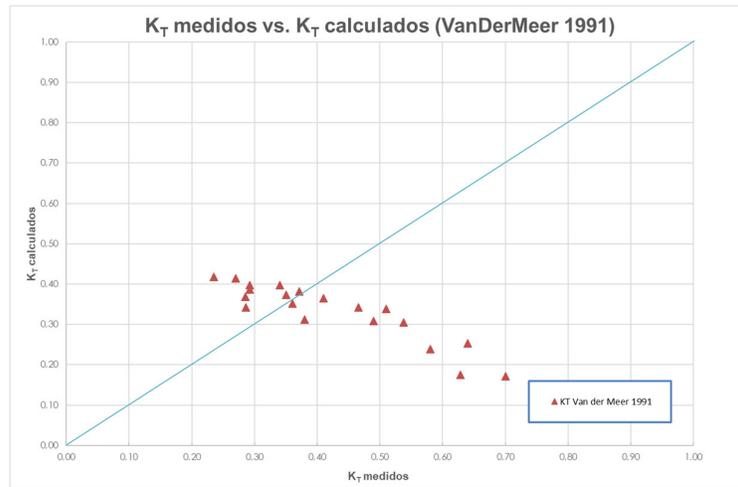


Figura 11. KT medidos vs KT calculados para Van der Meer 1991

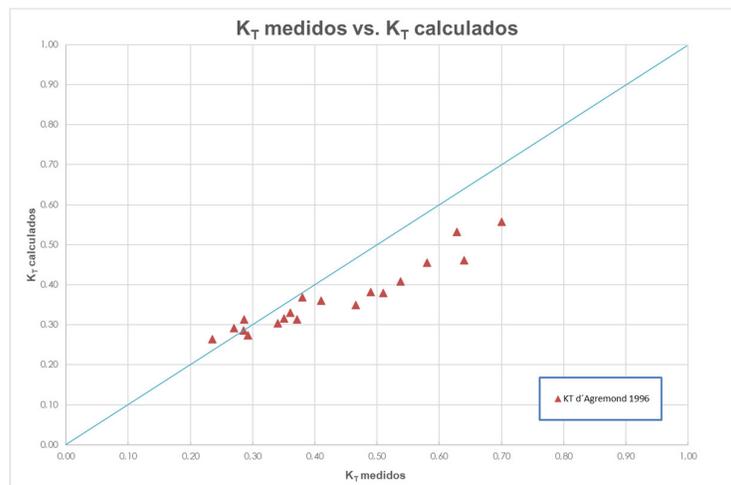


Figura 12. KT medidos vs KT calculados para d'Agremond et al 1996

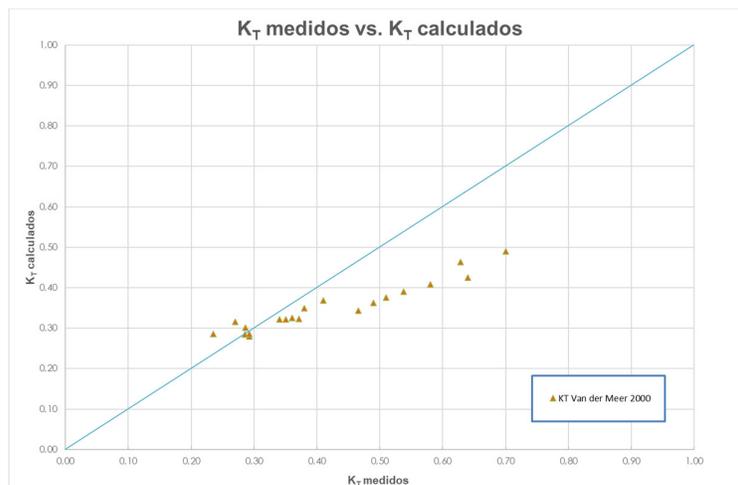


Figura 13. KT medidos vs KT calculados para Van der Meer 2000

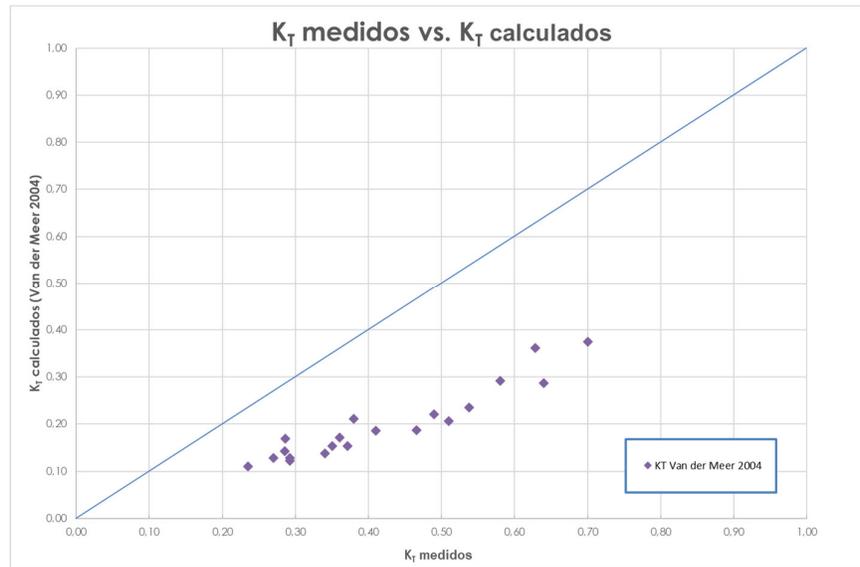


Figura 14. KT medidos vs KT calculados para Van der Meer 2004

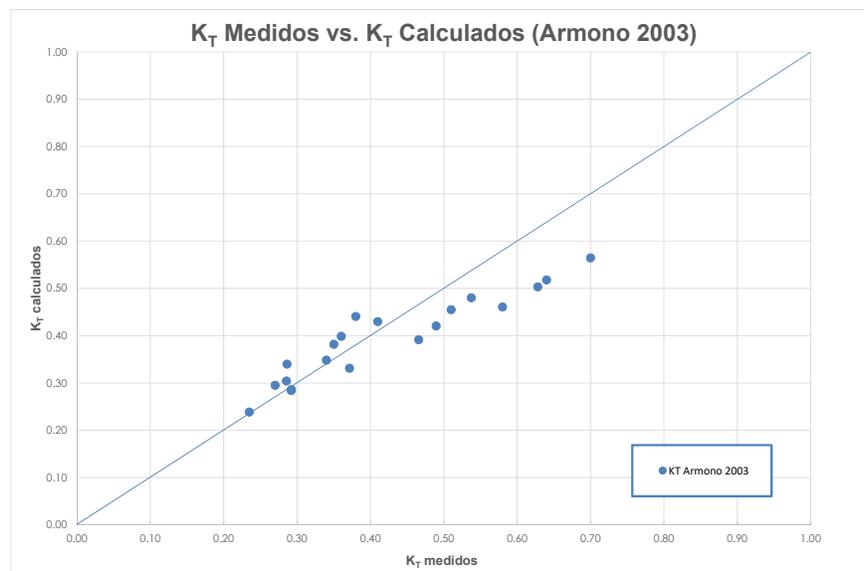


Figura 15. KT medidos vs KT calculados para Armono 2003

05 CONCLUSIONES

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos, se puede concluir:

Se ensayaron dos estructuras con anchos de coronamiento de 34 y 50 m, con sumergencias de 0,50 y 1 m respectivamente. Con base en los resultados se concluye que la estructura que disipa mayor cantidad de energía del oleaje es la que presenta un ancho de coronamiento de 50 m y una sumergencia de 0,50 m, ya que sus coeficientes de transmisión se presentan en un rango de 0,23 a 0,29, siendo estos los valores más bajos obtenidos (ver figuras 8 y 9).

De la figura 10, donde se comparan los coeficientes de transmisión medidos contra los calculados con la fórmula de Goda (1969), se aprecia una dispersión baja de los datos con respecto a la recta de

tendencia, siendo la fórmula de este investigador adecuada para evaluaciones de los coeficientes de transmisión en forma práctica.

De la figura 11, donde se comparan los coeficientes de transmisión medidos contra los calculados con la fórmula de Van der Meer (1991), se observa una dispersión alta de los datos con respecto a la recta de tendencia, siendo la fórmula de este investigador no adecuada para evaluaciones de los coeficientes de transmisión en forma práctica.

De la figura 12, donde se comparan los coeficientes de transmisión medidos contra los calculados con la fórmula de d'Agremond (1996), se advierte una dispersión media de los datos con respecto a la recta de tendencia, siendo la fórmula de este investigador no factible para evaluaciones de los coeficientes de transmisión en forma práctica.

De la figura 13, donde se comparan los coeficientes de transmisión medidos contra los calculados con la fórmula de Van der Meer (2000), se nota una dispersión media de los datos con respecto a la recta de tendencia, siendo la fórmula de este investigador no adecuada para evaluaciones de los coeficientes de transmisión en forma práctica.

De la figura 14, donde se comparan los coeficientes de transmisión medidos contra los calculados con la fórmula de Van der Meer (2004), se percibe una dispersión alta de los datos con respecto a la recta de tendencia, siendo la fórmula de este investigador no recomendable para evaluaciones de los coeficientes de transmisión en forma práctica.

En la figura 15, donde se comparan los coeficientes de transmisión medidos contra los calculados con la fórmula de Armono (2003), se distingue también una dispersión reducida de los datos con respecto a la recta de tendencia, siendo la fórmula de este autor también adecuada para el cálculo de los coeficientes de transmisión.

Se concluye que las formulaciones que presentan una mejor tendencia en relación con los datos medidos fueron las propuestas por los autores Goda et al (1969) y Armono (2003), aunque también se analizaron las propuestas por d'Agremond (1996) y Van der Meer (1991, 2000 y 2004).

Finalmente, con base en los resultados producto del estudio, se puede concluir que los parámetros que tienen mayor influencia en la disminución de la transmisión del oleaje son la sumergencia y el ancho del coronamiento de los arrecifes artificiales (ver Figuras 8 y 9), lo cual concuerda con lo presentado en el estado del arte.

AGRADECIMIENTO

Este trabajo se realizó en el Laboratorio de Ingeniería Hidráulica de la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Unidad Zacatenco, financiado por la Secretaría de Investigación y Posgrado del Instituto Politécnico Nacional de México, bajo el registro SIP-20131089

06 REFERENCIAS

Armono, H.D. and K.R. Hall (2003). "Wave transmission on submerged breakwaters made of hollow hemispherical shape artificial reefs", Proceedings Canadian Coastal Conference, Kingston, Ontario, Canada.

Beresford, P.J. (1994). "Wave Reflection and Transfer Function, the Theory of Data Analysis Routines, User Manual. HR Wave – Data Acquisition and Analysis Software Program", HR Wallingford, England.

- D'Agremond, K et al.** (1996). "Wave transmission at low-crested structures", Proceedings of 25th Conference of Coastal Engineering, ISBN 978-007-844-024-29, Orlando, Florida, pp. 2418-2427.
- Goda, Y.** (1969). "Laboratory investigation of wave transmission over breakwaters", Report of the Port and Harbour Research Institute.
- Hughes, S.A.** (1993). "Physical Models and Techniques in Coastal Engineering", Advanced Series on Ocean Engineering, Volume 7, Ed. World Scientific, River Edge, ISBN 981-02-1540-1, NJ, USA, pp. 81-130.
- Mansard, E. and Funke, E.** (1980). "The measurement of incident and reflected using Spectra Method", Coastal Engineering Conference, ISBN 978-087-262-647, New York, USA.
- Seabrook, S.R. and Hall, K.R.** (1998). "Wave transmission at submerged rubble mound breakwater", Coastal Engineering Conference, ISBN 978-078-440-411-9, Copenhagen, Denmark, pp. 2000-2013.
- Van der Meer, J.W. et. al** (1991). "Wave transmission at low-crested structures", Coastal Structures and Breakwaters, Proceedings of Conference Organized by Institution of Civil Engineers, London, England
- Van der Meer, J.W. et. al** (2000). "Wave transmission and reflection at low-crested structures", Design formulae oblique wave attack and spectral change, ASCE, ISBN 978-981-256-298-2.
- Van der Meer, J.W. et. al** (2004). "Wave transmission at low-crested structures including oblique wave attack", ASCE, Lisbon, Portugal, ICCE.

CONFLICTO DE INTERESES

Los autores declaran que no existen conflictos de intereses.

CONTRIBUCIÓN DE LOS AUTORES

Jaime Roberto Ruiz y Zurvia Flores

<https://orcid.org/0009-0005-0676-4858>

Participo como director del proyecto en la construcción, calibración, ensayos del modelo, análisis de resultados y redacción del informe final del proyecto.

Lucio Fragoso Sandoval

<https://orcid.org/0009-0005-5092-9066>

Trabajo en la búsqueda de información, en los ensayos del modelo y en el procesamiento de los resultados.

Juntas defectuosas de tuberías de PEAD y sus causas

Sarah Isabel Barreto Torrella

E-MAIL: sarahbarretot@gmail.com

Depto. Ingeniería Química, Universidad de Camagüey "Ignacio Agramonte Loynaz",
Cuba

Osmany Raúl César Leyva

Empresa de Servicios Ingeniero Hidráulicos (ESIH-Camagüey)

RESUMEN

En este trabajo se identifican los defectos más frecuentes observados en las juntas de tubos de PEAD, soldados por termofusión a tope, en dos obras de la provincia de Camagüey y se determinan sus causas mediante el análisis estadístico de registros en obras e inspecciones y la comparación de los valores obtenidos de los parámetros de soldadura recomendados con los empleados. Se determinó que las principales causas de la aparición de los defectos mostrados son: un exceso de presión manométrica, temperatura y tiempo de formación del cordón inicial aplicados, por violar requisitos del procedimiento exigidos o no adaptarse estos a las condiciones ambientales específicas de Cuba y a las características de los tubos de PEAD de producción nacional.

PALABRAS CLAVES:

juntas defectuosas, soldadura por termofusión

Defective HDPE pipe joints and their causes

ABSTRACT

In this work, the most frequent defects observed in the joints of HDPE pipes, welded by butt thermofusion, in two works in the province of Camagüey are identified and their causes are determined through the statistical analysis of records in works and inspections, the comparison values obtained from the recommended welding parameters with the employed. It was determined that the main causes of the appearance of the defects shown are: an excess of manometric pressure, temperature and time of formation of the initial bead applied, due to violating the requirements of the required procedure or not adapting these to the specific environmental conditions of Cuba and the characteristics of HDPE pipes of national production.

KEYWORDS:

defective joints, butt fusion thermofusion welding

01 INTRODUCCIÓN

Las tuberías de PEAD (polietileno de alta densidad) han ido sustituyendo a las de otros materiales por sus numerosas ventajas (López 2012; Pyeong et al. 2022), además de usarse en sistemas de abastecimiento de agua son empleadas para el transporte de petróleo, gas y otros fluidos industriales. Para el acoplamiento o unión de éstos cada vez se usa más la termofusión por ser más barata que la electrofusión y poder emplearse en diámetros mayores (Avrigean y Hunyadi 2014; Pyeong et al. 2022).

En Cuba se emplean actualmente tuberías de PEAD para la construcción de sistemas de abastecimiento de agua (López 2012), dichos conductos son soldados mediante termofusión. En la NC 969:2013 se establece el procedimiento para la termofusión a tope y el control visual a efectuar para garantizar su calidad. Los principales problemas que pueden presentarse son los siguientes: no linealidad del ensamblaje, fusión incompleta, expulsión del material fundido hacia el interior o hacia el exterior, agujas interrumpidas o acortadas, extremos ovalados, ciclo de soldadura incompleto (error de la máquina), entre otras (Avrigean y Hunyadi 2014), los errores pueden conducir a daños o roturas (Zhao et al. 1998), como la pérdida total o parcial del servicio del agua a la población o a entidades estatales, además, se puede poner en riesgo la vida de las personas debido a las grandes presiones a que se encuentran sometidos algunos conductos en determinados puntos de la red además de los daños materiales. Las juntas pueden constituir un eslabón débil en las tuberías de PEAD si su integridad es afectada, lo cual puede ocurrir por su contaminación por partículas finas y los defectos planos (Pyeong et al. 2022).

Los materiales y equipos a emplear en las obras se detallan en la norma cubana (NC 969: 2013), lo cual debe ser corroborado en el lugar, donde además, según el mismo documento, deben registrarse las incidencias y realizarse inspecciones y control de calidad de las uniones soldadas, lo cual es un deber del inversionista que lo hace a través de un inspector o de un representante autorizado.

Los elementos a controlar y las pruebas a realizar se indican en la norma. En condiciones de laboratorio se han determinado los principales parámetros de control, que son especificados por regulaciones (NC 969: 2013; ASTM F-2620-13 (2014); D.V.S 2207-01 (2007); ISO 21307:2017 (E)) y por los fabricantes de los equipos que se empleen, las que se realizan en ambientes controlados de temperatura y humedad (Pyeong et al 2022), sin embargo, en condiciones de campo el ambiente es diferente e influye en el control del proceso.

En Camagüey, se emplea, a pie de obra, una tabla elaborada por la Empresa de Mantenimiento y Rehabilitación de Obras Hidráulicas (EMROH s.a), donde, según en diámetro y las presiones nominales de las tuberías (dN) y (PN) respectivamente, se ofrecen la presión de soldadura, el ancho del cordón, los tiempos de calentamiento, de enfriamiento, el total de soldadura y el total de soldaduras por hora.

La NC 969:13 ofrece criterios de aceptación visual basados en defectos tales como: grietas o rajaduras, desalineación entre las partes unidas por soldadura, rebarba de soldadura superficiales dispares, rebarba de soldadura superficiales pequeñas, falta de fusión completa de la unión soldada en todo el perímetro, porosidad superficial inadecuada, que coinciden con las recomendadas por la norma DVS-2207-1 (2007), que remiten a la DVS 2201-1 (1989) donde aparecen las causas más frecuentes de dichos defectos.

En este trabajo se identifican los defectos más frecuentes observados en las juntas de tubos de PEAD en dos obras de la provincia de Camagüey y se determinan sus causas. Se comparan valores

obtenidos de la presión manométrica de la tubería para diferentes tipos de equipos y con el empleo de diferentes normas. Se demuestra la necesidad del estudio y regulación de dichos parámetros a las condiciones ambientales específicas de Cuba considerando las características de los tubos de PEAD de producción nacional y se relacionan las principales violaciones identificadas en los procesos de termofusión, todo lo cual pone en riesgo la integridad de las juntas.

02 EVALUACIÓN DE LA CALIDAD DE LAS JUNTAS SOLDADAS POR TERMOFUSIÓN A TOPE

FUSIÓN A TOPE

La fusión a tope consiste en calentar los bordes cortados a escuadra de dos tuberías, una tubería y un accesorio, o dos accesorios, sosteniéndolos contra una plancha calentadora, se retira la plancha cuando se obtiene el derretimiento adecuado, se unen rápidamente los dos extremos y se deja enfriar la unión manteniendo mientras tanto la fuerza aplicada correspondiente ASTM-F2620-13 (2014).

Defectos de soldadura

Variaciones de la calidad o discontinuidad en la unión soldada (NC 969: 2013).

Tamaño mínimo del cordón después del calentamiento

Es el valor mínimo del cordón que debe alcanzarse después de completar el tiempo de calentamiento (ISO 21 307:2017 (E))

PROCEDIMIENTO PARA LA EVALUACIÓN DE LOS DEFECTOS PRESENTES EN LAS JUNTAS Y SUS CAUSAS

Fue elaborado un diagrama causa efecto donde se exponen causas y subcausas que provocan juntas defectuosas DVS 2201-1 (1989).

Se procesaron estadísticamente datos de 58 juntas soldadas a tope por termofusión y los defectos registrados en éstas en 2019, en las juntas de las tuberías de PEAD de la conductora Pontezuela, en 24 km de la conductora (41 juntas) y en nuevas instalaciones de una red en el reparto Modelo-Juanito-Imán en Camagüey (17 juntas) para determinar los principales defectos presentados.

Para eliminar ruidos, relacionados con el diámetro de las tuberías, el resto de los análisis se realizaron solo con los datos del registro de control de la obra "Pontezuela" de soldaduras realizadas con dos equipos diferentes, PT-1000 y TracStar-1200, porque algunos parámetros tales como: la temperatura del elemento calefactor, las presiones de calentamiento y de unión de los tubos, el tiempo de calentamiento dependen del grosor de las paredes de los tubos. Se empleó el programa STATGRAPHICS Centurion XVI. Se determinaron, por estadística descriptiva, los valores promedio (\bar{x}), desviación estándar (σ), coeficiente de variación (CV), valores máximos (Máx) y mínimos (Mín).

La presión manométrica de la tubería, P_1 , se calculó con las ecuaciones 1 y 2 (ISO 21 307:2017, ASTM-2620-13 (2014)), recomendada para equipos hidráulicos de termofusión.

$$P_1 = \left(P_{if} \cdot \frac{A_s}{A_{tep}} \cdot 10 + P_{arr} \right) \quad (1)$$

Donde:

P_1 : Presión manométrica, bar; P_{if} : Presión interfacial (MPa), se toma en dependencia de la norma; A_s : Es el área de la superficie interfacial, en mm²; A_{tep} : Es el área total del pistón, en mm²,

suministrada por el fabricante del equipo de termofusión; P_{arr} : Es la presión de arrastre de la máquina de fusión, bar.

$$A_s = \pi \cdot (d_n - e_n) \cdot e_n \quad (2)$$

Donde:

d_n : Es el diámetro nominal de la tubería, en mm; e_n : Es el espesor de la pared del tubo, en mm.

Se compararon los valores de temperatura y presión empleados en el proceso de termofusión con los recomendados para la soldadura de una tubería de 800 mm de diámetro nominal con las máquinas PT-1000 y TracStar 1200, relacionando éstos con los defectos observados con mayor frecuencia.

Mediante un análisis de varianza (ANOVA simple) se comprobó, para las juntas soldadas con ambos equipos, si existía alguna dependencia entre los defectos y la presión manométrica.

Se usó el análisis multivariado para determinar si existía relación entre las temperaturas empleadas en cada etapa y la presión manométrica con las dimensiones obtenidas del cordón, para PT-1000.

03 DESARROLLO

ANÁLISIS DE LA OCURRENCIA DE DEFECTOS EN LAS JUNTAS Y SUS CAUSAS

El gráfico de Pareto (figura 1) muestra que los tres defectos más frecuentes: ancho excesivo del cordón doble (AECD), diferentes espesores del cordón doble (DECD) y desalineamiento, sobrepasan el 80 % de todos los desperfectos, ello indica que si se trabaja en su solución puede mejorarse la calidad, aunque deben rechazarse aquellas soldaduras que tengan defectos (NC 969: 2013; ASTM-F2620-13 (2014)). En las figuras 2-5 se pueden observar algunos de los efectos indicados.

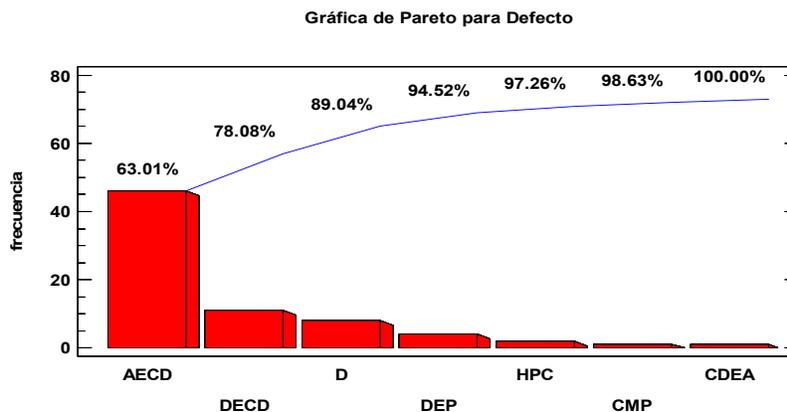


Figura 1. Defectos más frecuentes en las juntas soldadas por termofusión a tope en las obras

A partir del diagrama de Pareto se organizan los defectos, causas y subcausas que provocan juntas defectuosas en un diagrama de Ishikawa (ver Figura 6). Las subcausas, en el caso de las dos más importantes ocurren por problemas de temperatura y presión, el desalineamiento por deficiente operación (Tariq et al. 2012; NC 969: 2013; ASTM-F2620-13 (2014); DVS 2201-1 (1989); Avrigan y Hunyadi 2014).



Figura 2. Ancho excesivo del cordón doble



Figura 3. Diferentes espesores y altura del cordón doble



Figura 4. Falta de uniformidad en el cordón doble



Figura 5. Doble formación del cordón y hendidura pronunciada

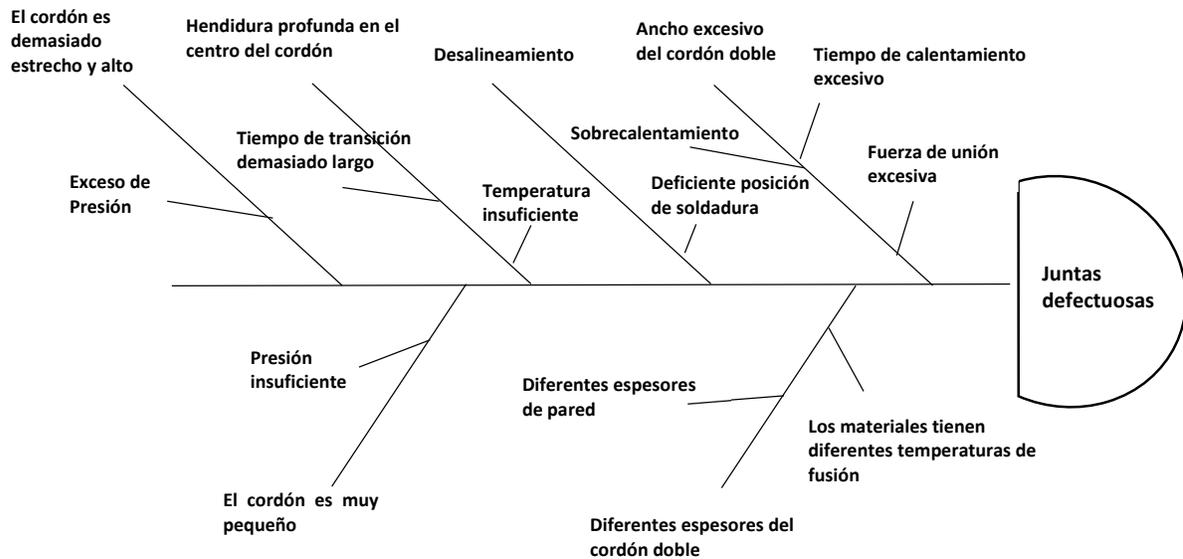


Figura 6. Causas que ocasionan defectos en las juntas por soldadura a tope por termofusión de tuberías de PEAD

PRESIONES MANOMÉTRICAS DETERMINADAS

Las presiones manométricas se calcularon para los datos que se presentan en la tabla 1 para una tubería de PEAD, PN-6, SDR: 26.

Los soldadores utilizan una tabla “Parámetros de tiempos de soldadura a tope según el diámetro del tubo” (Empresa de Mantenimiento y Rehabilitación de Obras Hidráulicas (EMROH s.a)), donde los valores recomendados para la tubería antes mencionada se exponen en la tabla 2. En la tabla 3 se ofrece el tamaño mínimo de cordón recomendado para ese mismo tubo en otras normas, obsérvese la diferencia.

Se recomienda una presión interfacial de 0,41 a 0,62 MPa ASTM-F2620-13 (2014), dependiendo de los parámetros asumidos, a partir de lo recomendado por los fabricantes y las normas internacionales, se obtendrán valores diferentes, en este caso el valor de la empleada en las obras para el cálculo de la manométrica, como se muestra en la tabla 1, es de 0,517 MPa, más cercana a la recomendada por ASTM D- 26577.

Tabla 1. Datos empleados para el cálculo de las presiones manométricas

d_n (mm)	DI (mm)	e_n (mm)	P_{if} (MPa)	A_{tep} (cm ²)	
				PT- 1000	TracStar 1200
800	738,4	30,77	0,517	41, 20	202,7

Tabla 2. Parámetros de tiempos de soldadura a tope para tubo de PEAD, (EMROH s.a)

d_N /PN/SDR	P_1 (MPa)	Cordón (mm)	Tiempo de calentamiento (min)	Tiempo de enfriamiento (min)	Tiempo total de la soldadura (min)
800/6/26	5,02	4,6	4,8	37	41,8

*SDR: Relación entre el diámetro del tubo y el espesor de la pared (NC 969:2013)

Tabla 3. Tamaño mínimo de cordón para las juntas del diámetro de tubo evaluado

d_N (mm)	800	Referencia
Tamaño de cordón mín. (mm)	11	ASTM-F2620-13 (2014)
	5,59	(ISO 21307: 2017 (E))

TIEMPOS DE SOLDADURA RECOMENDADOS

Los tiempos que recomiendan para la tubería d_N 800 mm (tabla 4), son para un espesor de 30,77 mm, la tubería cubana tiene un espesor de 30,6 mm, como mínimo (NC 969:2013).

Según la norma DVS 2207-1 (2007) el tiempo t_1 es de 10 s para tuberías de 355 mm y más de 2 min para tuberías de 900 mm o más, muy inferior a la recomendada por los fabricantes. La (EMROH s.a) aconseja 4,8 min.

Tabla 4. Tiempos recomendados para las etapas de termofusión a tope para tubos de d_N 800 mm, PN 6

Equipos	t_1 (min)	t_2 (min)	t_3 (min)	t_4 (min)	t_5 (min)	t_{TOTAL} (min)
PT-1000	3,59	5,641	0,118	0,238	33,77	43,36
TracStar-1200	3,59	6,12	0,120	0,24	33,60	43,75
DVS 2207-1	1,75	5,4	0,33	13,2	30	50,68
ISO		6,12		13,2		

t_1 -es el tiempo para la formación del cordón inicial; t_2 – es el tiempo de calentamiento; t_3 - es el tiempo de retirar la placa; t_4 - es el tiempo para alcanzar la presión de soldadura; t_5 - es el tiempo de enfriamiento. La temperatura empleada para soldar es de 210 °C.

CÁLCULO DE LA PRESIÓN MANOMÉTRICA

Se calculó la presión manométrica P_1 , por las ecuaciones (1) y (2) para PT-1000, usando los valores recomendados por DVS 2207-1 (2007), los resultados se ofrecen en la tabla 5, obsérvese la diferencia entre las presiones manométricas obtenidas, entre sí y con la recomendada por la (EMROH s.a).

Tabla 5. Presión manométrica calculada según otras normas

Norma	P_{if} (MPa)	P_1 (MPa)
D.V.S 2207-1	0,15	2,09
ASTM D- 26577	0,52	9,54

ANÁLISIS DE LOS PARÁMETROS DE PRESIÓN Y TIEMPO DE SOLDADURA EMPLEADOS CON LOS EQUIPOS

Con PT-1000

Al procesar los datos del registro de control de las soldaduras de tubos de dN 800 mm, PN 6 en la construcción de la conductora "Pontezuela" se obtuvo, que al soldar con el equipo PT-1000 la presión manométrica aplicada fue variable, entre 18 y 72 bar (1,8 -7,2 MPa), la promedio (\bar{x}) fue de 5,5 MPa; la de arrastre promedio fue de 1,97 MPa, con valores entre 0,7 y 3,2 MPa. Los tiempos promedio t_1 y t_2 fueron de 4,44 min y 6,53 min respectivamente. Los tiempos t_3 , t_4 y t_5 fueron de 0,107 min, 0,241 min y 33,58 min respectivamente. El tiempo total fue de 44,84 min (ver tablas 5 y 6).

Tabla 6. Presiones de arrastre y manométricas, en bar, aplicadas con dos equipos en la soldadura a tope por termofusión en la obra "Pontezuela"

Equipo	N	P_a					P_1				
		\bar{x}	σ	CV (%)	Mín	Máx	\bar{x}	σ	CV (%)	Mín	Máx
PT-1000	26	19,77	7,76	39,27	7	32	55,38	21,82	39,40	18	72
TracStar 1200	15	17,73	1,39	7,82	16	21	50,95	1,02	2,00	49	52

Con TracStar-1200

Al soldar con el equipo TracStar-1200 la presión manométrica aplicada fue variable, entre 49 y 52 bar (4,9-5,2 MPa), la promedio fue de 5,01 MPa; la de arrastre de 1,77 MPa, con valores entre 1,6 y 2,1 MPa. Los tiempos promedio t_1 y t_2 fueron de 4,2 min y 4,8 min respectivamente. Los tiempos t_3 , t_4 y t_5 fueron de 0,1 min, 0,22 min y 37 min respectivamente. El tiempo total fue de 46,32 min (ver tablas 6 y 7).

Tabla 7. Estadígrafos determinados para los tiempos de soldadura a tope en la obra Pontezuela

Tiempo (min)	Estadígrafos	Equipo	
		PT-1000	TracStar 1200
t_1	N	26	15
	\bar{x}	4,44	4,2
	σ	0,479	$9,19 \cdot 10^{-16}$
t_2	N	26	15
	\bar{x}	6,47	4,8
	σ	0,481	$9,19 \cdot 10^{-16}$
t_3	N	26	15
	\bar{x}	0,107	0,1
	σ	0,0197	$1,44 \cdot 10^{-17}$
t_4	N	26	15

	\bar{x}	0,241	0,22
	σ	0,0092	$8,62 \cdot 10^{-17}$
t_5	N	26	15
	\bar{x}	33,58	37
	σ	0,504	0
	$\sum \bar{x}$	44,84	46,32

PARÁMETROS DE SOLDADURA A LOS QUE SE OBSERVARON DEFECTOS

Como los parámetros que más inciden en los defectos, con excepción del desalineamiento, son la temperatura, la presión manométrica y los tiempos de formación del cordón y de calentamiento, se analizó a qué valores de éstos se presentaron.

Valores de presión manométrica a los que aparecieron defectos al realizarse la soldadura a tope por termofusión

En la figura 7 puede observarse que al soldar con la máquina PT-1000 no apareció ningún defecto cuando se aplicaron presiones manométricas entre 24 y 32 bar (2,4 MPa y 3,2 MPa). Los más frecuentes surgieron a presiones entre 68 y 72 bar (6,8 MPa y 7,2 MPa), cayó también dentro de ese intervalo el defecto cordón demasiado estrecho y alto, que se presentó cuando se aplicó una presión de 7 MPa. Cuando se usó una presión de 1,8 MPa se obtuvo un cordón muy pequeño.

Gráfica de caja y bigotes

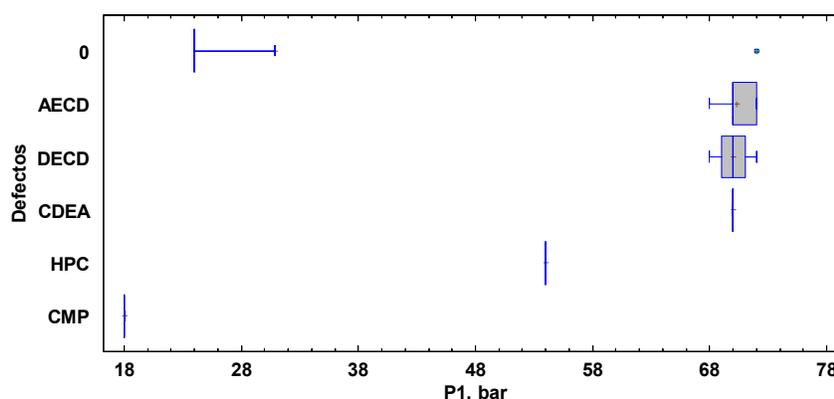


Figura 7. Presiones manométricas a las que aparecen los distintos defectos cuando se hicieron las juntas soldadas con la máquina PT-1000

En el registro de control de las juntas soldadas con el equipo TracStar-1200 todas presentaron algún defecto, algunas más de uno. Los tiempos aplicados fueron los mismos en todos los casos, según los reportes.

Es evidente, ver figura 8, que hubo un mejor control de la presión aplicada con la máquina TracStar-1200, la presión manométrica promedio aplicada fue de 51 bar (5,1 MPa), los defectos apreciados aparecieron a presiones $50 \leq P_1 \leq 52$ bar (5,0 MPa – 5,2 MPa).

La presión manométrica aplicada recomendada por la (EMROH s.a), de 5,02 MPa, fue superada por ambos equipos, entendiéndose soldadores, principalmente por el de PT-1000. Con TracStar-1200 es más cercana; sin embargo, los defectos AECD, DECD y CDEA aparecen a partir de 6,8 MPa cuando se operó con el primer equipo (ver figura 3) y a partir de 5,0 MPa cuando se trabajó con el segundo donde se apreciaron AECD y DECD (ver figura 4), esto pudiera deberse también a un sobrecalentamiento

ASTM-F2620-13 (2014), 200-220°C (DVS 2207-1 (2007)), 215±15°C (ISO 21307: 2017 (E)). CMP se observó a una presión de 1,8 MPa, muy por debajo de la adecuada, al soldar con PT-1000.

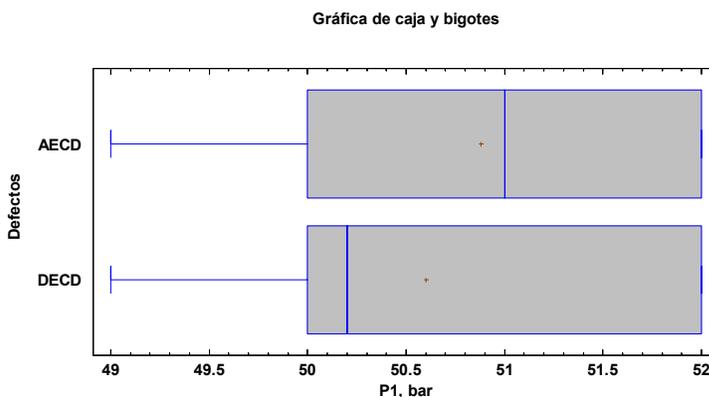


Figura 8. Defectos registrados a las presiones manométricas empleadas para soldar con el equipo TracStar-1200

El ancho excesivo del cordón doble, considerado como defecto en las inspecciones, no aparece entre los reconocidos en las normas, sin embargo, el exceder al recomendado es un indicador de aplicación de excesiva fuerza, lo cual se comprobó en el caso de PT-1000, también que se excede el tiempo de calentamiento. Si los componentes se unen con demasiada fuerza, el material derretido puede ser desplazado fuera de la unión y hacer que entre en contacto material frío, formando una unión “fría” ASTM F-2620-13 (2014). Se ha demostrado que durante el proceso de soldadura ocurre una reestructuración de las fases cristalinas, lo que conduce a mejores propiedades mecánicas y técnicas. Después de un año se produce una relajación, tanto en la fase amorfa como en la cristalina y la cristalinidad se ve seriamente afectada por la presión de soldadura (Santonocito et al. 2021).

Los diferentes espesores de pared en el cordón de soldadura se deben a un exceso de presión, de tiempo de calentamiento y de temperatura (Tariq et al. 2012).

En la tabla usada para los trabajos de soldadura en obras (EMROH s.a) sólo se hace referencia a la presión de soldadura, sin embargo, después de formado el cordón inicial se continúa el calentamiento a una presión menor (Zhao et al. 1998).

EVALUACIÓN DE LA TEMPERATURA EMPLEADA PARA SOLDAR

La temperatura empleada para soldar es de 210°C, adecuada, de 204°C a 232°C según ASTM-F2620-13 (2014), 200-220°C (DVS 2207-1 (2007)), 215±15°C (ISO 21307: 2017 (E)), pero si se compara con la recomendada, específicamente para el espesor mínimo de pared de 30,6 mm, de 202 °C, para el máximo, de 33,8 mm se indica aun menor temperatura (DVS 2207-1 (2007)), resulta alta, considerando además las temperaturas ambientales de Cuba, esto contribuye, como se señaló antes, a que aparezcan diferentes espesores de pared en el cordón de soldadura.

Otro factor que incide en ese defecto es una característica inherente al material del tubo, que es el índice de fluidez, que es uno de los criterios que se tienen en cuenta al momento de realizar este tipo de soldaduras, debido a que define la compatibilidad de ésta cuando se hace entre tubos de polietileno fabricados con materiales de diferentes índices de fluidez (Pokharel et al. 2016). Se ha comprobado el agrietamiento por tensión a través de un proceso de crecimiento lento de grietas en la junta soldada de dos partes de PEAD con distintos índices de fluidez y luego su fallo ante una carga cíclica (Tariq et al. 2012). Los de manufactura cubana pueden diferir, aun cumpliendo con las normas

establecidas, de los usados por los fabricantes de los equipos al recomendar presiones de soldadura y alturas de cordón. Para PE 100 debe ser de 0,2 a 1,4 g/10 min con una máxima desviación de $\pm 20\%$ a 190 °C con una densidad de 930 kg/m³ a una temperatura de 23°C (BS ISO 4427-1:2007), la NC 969:2013 establece para éstas tuberías, con 5 kg de 0,45 g/10 min con una densidad de 954 kg/m³ a una temperatura de 23°C.

DETERMINACIÓN DE LOS TIEMPOS APLICADOS EN LAS ETAPAS DEL PROCESO DE SOLDADURA A LOS QUE APARECEN LOS DEFECTOS

Defectos observados a los tiempos de formación del cordón inicial aplicados

Los principales defectos surgieron a $t_1 > 4$ min. AECD se presentó a valores entre $4 \geq t_1 \leq 4,7$ minutos mientras que DECD entre $4 \geq t_1 \leq 4,2$, el resto de los defectos también aparecieron dentro del primer intervalo, pero a $t_1 < 4,79$ min (ver figura 9).

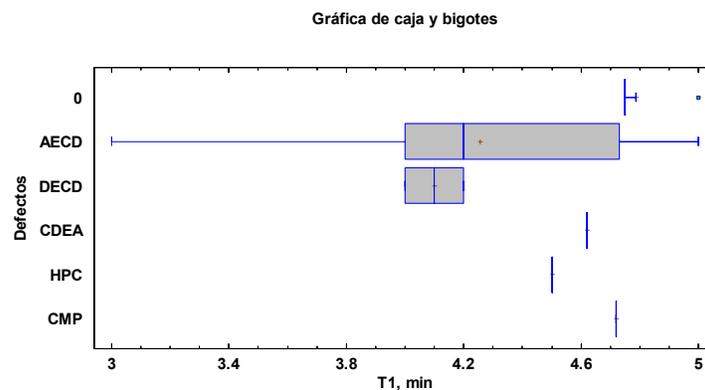


Figura 9. Tiempo de formación del cordón inicial aplicado cuando se soldó con el equipo PT-1000

DEFECTOS OBSERVADOS A LOS TIEMPOS DE CALENTAMIENTO APLICADOS

Son muy variables los tiempos de calentamiento (t_2) que se usaron al soldar con la máquina PT-1000; los principales defectos, AECD y DECD, se apreciaron al aplicar tiempos entre 6 y 7 min (6,5 min como promedio), sin embargo, no se encontró ningún defecto entre 6,1 y 6,25 min. El resto de los defectos aparecieron a 6,5 min CMP, que se corresponde con el promedio empleado, 6,8 min HPC y 7,1 min CDEA (ver figura 10).

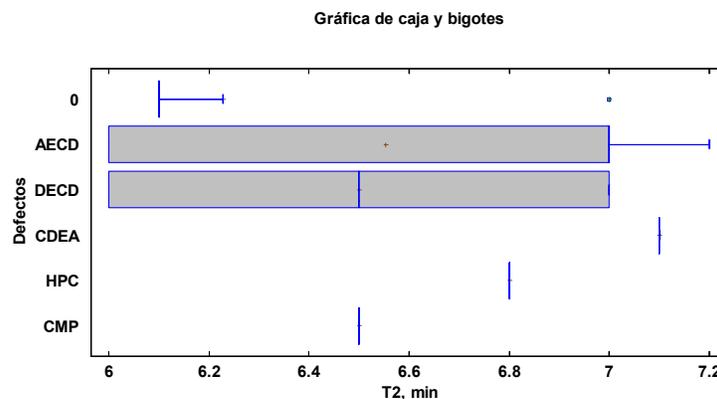


Figura 10. Tiempo de calentamiento usado para soldar con la máquina PT-1000

Con PT-1000 se obtiene un ancho promedio del cordón de soldadura de 27 mm, con TracStar-1200 de 30 mm. Con el primer equipo hay mayor dispersión de esta característica, está entre 17 mm y 29 mm, con el segundo el valor se encuentra entre 28 mm y 31 mm, o sea, es mayor (ver figura 11).

Gráfica de Caja y Bigotes

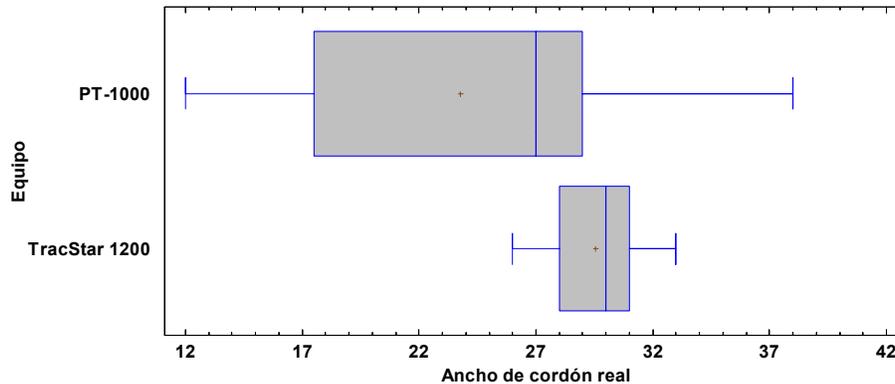


Figura 11. Ancho de cordón que se obtiene, en mm

Se realizó un análisis de varianza, comparando las medias de los defectos producidos a diferentes presiones en los equipos PT-100 y TracStar. Como se aprecia en la tabla 8, por el valor de la probabilidad, para el PT-100 hay diferencias significativas entre las presiones manométricas aplicadas por el equipo PT-1000, no así en el caso de TracStar-1200.

Tabla 8. Análisis de varianza simple, dependencia de los defectos relacionados con la presión aplicada por equipo

Equipo	Probabilidad
PT-1000	0,0000
TracStar-1200	0,9369

OBSERVACIONES REALIZADAS EN LAS OBRAS

En las inspecciones realizadas a las obras durante su ejecución fueron detectadas algunas violaciones en el procedimiento, ellas son: Soldaduras realizadas expuestas al medio, no se protegía la entrada de las tuberías, no se utilizaron los caballetes idóneos como soporte y guía de los tubos a soldar, en su lugar se emplean tramos de tubos mal formados; no se contó con pirómetro u otro dispositivo medidor de temperatura superficial antes de realizar la primera unión del día y periódicamente a lo largo del día; en el banco de soldadura generalmente usaban una sola mordaza para la realización de ésta; poca experiencia y capacitación del operador de la PT-1000, requisito establecido para la actividad; el equipo PT-1000 presentaba problemas con el mando de control eléctrico.

En la figura 12 se pueden apreciar condiciones inapropiadas para la realización de las soldaduras.



Figura 12. Uniones realizadas en condiciones inapropiadas

OBSERVACIONES EN EL MODELO DE CONTROL

En los registros de control se reflejó lo siguiente:

1. PT-1000: En dos reportes señalan que la temperatura del equipo se obtiene por experiencia porque el banco con que están soldando no tiene registrador de temperatura.
2. PT-1000: En tres reportes indican que detectaron por muestreo en la tubería diferentes espesores, que oscilan entre 30,6 a 37 mm.

En los modelos de control no se registra el espesor de pared y este puede variar, según NC 969:2013, e influir en los resultados obtenidos, porque la presión de arrastre depende de esa característica (ver ecuación 2). Si asumen la presión de soldadura indicada en la Tabla (EMROH s.a) o en cualquier otro documento es imposible, con espesores variables, obtener un ancho de cordón uniforme, se recomienda consultar a los fabricantes al respecto ASTM F-2620-13 (2014). Se requiere medir el espesor y calcular la presión de arrastre, la cual, en este caso se acercó más a la correspondiente al mínimo espesor de 30,6 mm (NC 969:2013), para el tipo de tubería analizada en este trabajo la misma norma ofrece un espesor máximo de 33,8 mm y en el manual del equipo TracStar-1200, por ejemplo, los dan para un espesor de 30,77 mm. Fueron reportados espesores de tubería de 30,6 a 37 mm, sin embargo, para dN 800 mm, PN 6 SDR 26 el espesor mínimo es de 30,6 mm y el máximo de 33,8 mm, pudieran haber sido de mayor presión nominal (NC 969:2013).

La temperatura para soldar debe ajustarse a las condiciones climáticas de Cuba y a las características de los tubos de producción nacional. La inexistencia de un pirómetro puede también haber afectado, esto impide garantizar que se alcance la temperatura adecuada en las placas calentadoras como se pide (NC 969:2013, DVS 2207-1 (2007), ASTM F-2620-13 (2014)).

Las condiciones inapropiadas observadas en el proceso de soldadura a tope, específicamente en el soporte y fijación, son las responsables del desalineamiento en las juntas (NC 969:2013, DVS 2207-1 (2007), ASTM F-2620-13 (2014)). Otras como la poca experiencia y capacitación del operador de la PT-1000 y los problemas con el mando del control eléctrico de dicho equipo explican la variabilidad de los resultados obtenidos (DVS 2207-1 (2007); NC 969:2013; ASTM F-2620-13 (2014)).

Las exposiciones directas al medio de las soldaduras propician la contaminación de las juntas con partículas lo cual compromete su integridad sin poder muchas veces apreciarse por control visual (Pyeong et al. 2022).

Para evitar el efecto chimenea en diámetros grandes, que se produce al entrar corrientes de aire por una boca del tubo, se deben tapar ambos extremos de los conductos a soldar hasta concluir la etapa de unión-enfriamiento, luego deben removerse las cubiertas para el proceso de enfriamiento de las juntas fusionadas (Zhao et al. 1998).

Si se excede el tiempo de enfriamiento antes de la fusión de las tuberías se producen defectos de fusión en frío en la unión lo que conduce a menor calidad de sus propiedades mecánicas y se afecta la vida útil de ésta, esto no puede apreciarse a simple vista (Pokharel et al. 2016).

04 CONCLUSIONES

Los principales defectos detectados fueron un ancho excesivo del cordón doble, diferentes espesores del mismo y desalineamiento.

Las principales causas de la aparición de los defectos mostrados son: un exceso de presión manométrica, temperatura y tiempo de formación del cordón inicial aplicados.

Se asumen valores de presión interfacial que pudieran no corresponderse con las características de los tubos de PEAD de producción nacional y sin considerar los diferentes espesores de pared de tubos del mismo diámetro.

Se violan requisitos exigidos por las normas, en el entrenamiento de los operadores, la disponibilidad de instrumentos y accesorios para asegurar la calidad de las juntas soldadas.

Existen condiciones para la existencia de soldaduras en frío, contaminación de las juntas que comprometen su integridad y no se aprecian a simple vista.

05 REFERENCIAS

- ASTM F2620-13** (2014) "Práctica estándar para la unión por termofusión de tuberías y accesorios de polietileno", Copyright ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428, USA, extraído de: <https://colindustria.com/wp-content/uploads/2018/04/ASTM-F2620-13-ESPANOL-NORMA-TECNICA-FUSION-POLIETILENO.pdf>, en mayo 2022.
- Avrigean E. and Hunyadi L.** (2014). "Comparative Study on the Temperatures of Welding the Polyethylene Fittings – Sockets - High Density Polyethylene Pipe". Academic Journal of Manufacturing Engineering, vol 12, n° 4, pp. 12-17, ISSN 2601-3045, extraído de: https://www.researchgate.net/publication/298026472_Comparative_study_on_the_temperatures_of_welding_the_polyethylene_fittings_-_Sockets_-_High_density_polyethylene_pipe. En septiembre 2022.
- BS ISO 4427-1:2007.** "Plastics piping systems Polyethylene (PE) pipes and fittings for water supply: Part 1-General". BSI 2007 (British Standards), ISBN 978 0 580 56344, Extraído de: www.spic.ir BRITISH STANDARD, en septiembre 2022.
- DVS 2207-1** (2007). "Welding of thermoplastics Heated tool welding of pipes, pipeline components and sheets made of PE-HD", Deutscher Verband für Schweißen und Verwandte Verfahren (DVS-Verlag GmbH), p. 14., England.
- DVS 2202-1** (1989) "Imperfections in thermoplastic welding joints; features, descriptions, evaluation". Deutscher Verband für Schweißen und Verwandte Verfahren (DVS-Verlag GmbH).

- p. 14. Extraído de: <https://dokumen.tips/documents/dvs-2202-1pdf.html?page=1>, en septiembre 2022.
- ISO 21307:** 2017 (E). “Plastics pipes and fittings-Butt fusion jointing procedures for polyethylene (PE) piping systems”. Third edition 2017-12 ed. Suiza.
- López A. S.,** (2012). “Conducciones forzadas por gravedad con tuberías de PEAD”, Ingeniería Hidráulica y Ambiental, Set-Dic, vol. 33, n°. 3, pp. 3-17, ISSN 1815–591X, RNPS 2066. Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría (Cujae), La Habana.
- NC 969:** 2013. “Tuberías presurizadas de polietileno - especificaciones para el cálculo, diseño, transportación, manipulación, almacenamiento y colocación”. La Habana (Habana): Oficina Nacional de Normalización.
- Pokharel P., Kim Y. and Choi S.** (2016). “Microstructure and Mechanical Properties of the Butt Joint in High Density Polyethylene Pipe”. International Journal of Polymer Science, p. 6483295. Hindawi Publishing Corporation. Ed: John Wiley y Sons, Estados Unidos. Published: 2016/10/04. ISSN: 1687-9422. Extraído de: <https://doi.org/10.1155/2016/6483295>. En septiembre de 2022.
- Pyeong A.L, Sunwoo K., Stakenborghs B. et al.** (2022). “Development of hydro-axial tension method for whole pipe butt-fusion joint tensile test”. Polymer Testing, 109(107553), ISSN 0142-9418, United Kingdom, extraído de: <https://doi.org/10.1016/j.polymertesting.2022.107553>. en septiembre 2022.
- Santonocito D., Cucinotta F., Guglielmino E. y Risitano G.** (2021). “Fatigue damage assessment of welded HDPE details evaluating their energy release”. Procedia Structural Integrity , v 33, p. 724–733, ISSN: 2452-3216, Netherlands. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2021.10.080>. En septiembre de 2022.
- Tariq F., Naz N. y Amir Khan M.** (2012). “Failure Analysis of High Density Polyethylene Butt Weld Joint”. Fail. Anal. and Preven., vol 12, pp. ISSN: 168-180. 18641245, 15477029. Dordrecht, Netherlands, DOI 10.1007/s11668-011-9536-y.
- Zhao J. Q. et al.** (1998). “Durability and Performance of Gravity Pipes: A State-of-the-Art”. Institute for Research in Construction (Canada), Ottawa: National Research Council of Canada. Ottawa - Ontario. August 1998. NR35-18/1998E-PDF. Extraído de: <https://publications.gc.ca/site/eng/346570/publication.html>. En octubre 2022.

CONFLICTO DE INTERESES

Los autores declaran que no existe conflicto de intereses

CONTRIBUCIÓN DE LOS AUTORES

Sarah Isabel Barreto Torrella <https://orcid.org/0000-0002-2471-7263>

Participó en el diseño de la investigación, análisis de los resultados y en la revisión y redacción del informe final. Realizó el procesamiento estadístico de los datos. Gestionó bibliografía. Realizó contribuciones en la interpretación de los datos.

Osmany Raúl César Leyva <https://orcid.org/0000-0003-1870-5589>

Participó en el diseño de la investigación. Gestionó la información empleada para la elaboración del trabajo y parte de la bibliografía técnica. Trabajó en el procesamiento de los datos y en su análisis e interpretación. Participó en la redacción final.

Plan de contingencia ante el fenómeno de “El Niño” en la ciudad de Chone.

Miguel Ángel Santana Castro

E-MAIL: angelsantanac23@hotmail.com

Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Chone.

Claudia Prehn Garcés

E-MAIL: clauprehn@gmail.com

Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Chone.

RESUMEN

El Plan de contingencia tiene como finalidad seguir con el funcionamiento de las actividades en una población ante la presencia de desastres naturales como las inundaciones provocadas por el fenómeno de El Niño. El objetivo de la investigación es elaborar una propuesta de Plan de contingencia ante el fenómeno de “El Niño” en la ciudad de Chone, para ello se utilizó la metodología cualitativa, descriptiva y explicativa, a través de técnicas se recopiló información relevante para su posterior análisis, como temperatura y precipitación, asimismo, mediante artículos científicos y páginas web de información confiable se obtuvieron datos relevantes para estudiar la zona de estudio que estuvo localizada en la subcuenca del río Chone en las coordenadas 1 4'15.04"S, 79 52'11.79"W.

PALABRAS CLAVES: inundación, cuenca, riesgos, precipitaciones.

Contingency plan for the “El Niño” phenomenon in the city of Chone.

ABSTRACT

The purpose of the Contingency Plan is to continue with the operation of activities in a town in the presence of natural disasters such as floods caused by the El Niño phenomenon. The objective of the research is to prepare a proposal for a contingency plan for the phenomenon of "El Niño" in the city of Chone, for which the qualitative, descriptive and explanatory methodology was used, through techniques relevant information was collected for its subsequent analysis, such as temperature and precipitation, likewise, through scientific articles and web pages of reliable information, relevant data was obtained to study the study area that was located in the Chone river sub-basin at coordinates 1 4'15.04"S, 79 52'11.79"W.

KEYWORDS: flood, basin, risks, rainfall.

01 INTRODUCCIÓN

Un plan de contingencia contiene una serie de actividades que permiten a las organizaciones reaccionar ante un evento adverso, siendo su principal objetivo proteger la vida y seguridad de las personas (Pintado y Torres 2021). Su finalidad es el funcionamiento en base a un análisis de riesgo que permitirá en un futuro ejecutar y establecer normas, acciones, procedimientos de respuesta de forma adecuada, efectiva y oportuna ante sucesos reales, cualquier plan bien elaborado de contingencia, debe incluir medidas necesarias con el objeto de garantizar y adaptar el correcto funcionamiento de servicios consignados acorde a las circunstancias de protección y asistencia (Pinto y Prehn 2023).

A lo largo de la historia, los desastres naturales han acompañado al ser humano tales como: terremotos, erupciones volcánicas, epidemias, guerras, deslizamientos de tierra, inundaciones, sequías, accidentes tecnológicos y nucleares.

En los últimos diez años la cantidad de desastres naturales ha aumentado en intensidad y frecuencia (Estrada et al. 2021). Los fenómenos hidrometeorológicos, como las inundaciones, han ocasionado desastres con mayor impacto en cuanto a la pérdida de vidas humanas y altos costos económicos (Cajigal y Maldonado 2019).

Para García et al. (2021) las inundaciones no son tan naturales como parecen, está demostrado que las causas naturales de las inundaciones son magnificadas por causas debidas a factores humanos. El manejo inadecuado del ambiente se pone en evidencia en la salud de la población, en su calidad de vida, medios de vida, y del Estado para hacer frente las consecuencias de las emergencias hídricas. La gestión del riesgo es lo único que garantiza que la población involucrada esté mejor preparada para superar la emergencia o el desastre.

Ecuador está propenso a desastres naturales debido a su ubicación geográfica, uno de ellos el fenómeno de El Niño que entre 1997 y 1998 dejó como resultado 293 personas fallecidas y 13 373 familias afectadas (Coronel y Buñay 2018).

El nombre del fenómeno del Niño fue creado por pescadores de Perú, puesto que en Navidad suele aparecer una corriente cálida y al ser época del nacimiento del niño Jesús se consideró ese nombre de referencia a una corriente más fuerte, es un fenómeno atmosférico que provoca precipitaciones e inundaciones (Pinto y Prehn 2023).

Este fenómeno ocurre en el océano pacífico y concluye abarcando a la totalidad del planeta, su poder de destrucción es inimaginable, además de dejar grandes pérdidas humanas y económicas. Es uno de los principales desencadenantes de precipitaciones intensas en algunos países como Ecuador, aunque eventos de lluvias extraordinarias no asociadas a este fenómeno se han registrado en la costa ecuatoriana en diferentes momentos del año (Pacheco et al. 2019). Los sucedidos en el año 2015 y 2016 fueron registrados como uno de los más fuertes de la historia (Toulkeridis et al. 2020).

Bases de datos reportan desde 1970 hasta el 2011, para la provincia de Manabí un total de 651 desastres, es decir un promedio de 15,9 desastres por año, de los cuales 169 son de origen antrópico, 67 de origen geodinámico (sismos, oleaje, tsunamis) y 431 de origen hidrometeorológico (HM), estos últimos representan el 66,2% del total ocurridos en la Provincia (Giler et al. 2020)

Dentro de la provincia de Manabí, el cantón Chone, es el mayor perjudicado debido a características naturales de la zona (Correa et al. 2020). En el caso concreto de la ciudad de Chone,

esta se encuentra ubicada en la confluencia de tres ríos, denominados Grande, Mosquito y Garrapata, asimismo, se encuentra en una zona de condiciones climáticas extremas (Anchundia 2022).

En base a la literatura antes citada el objetivo principal de la presente investigación es elaborar un plan de contingencia para inundaciones previstas a causa del fenómeno de “El niño” en la ciudad de Chone.

02 MATERIALES Y MÉTODOS

Método cualitativo: La indagación se establece en el análisis de la subcuenca del Río Chone, que abastece a la ciudad de Chone y sus alrededores. Chone es un cantón con un 80% dedicado a la actividad del agro y ganado, por lo que ser abastecido del río directamente, beneficia a estos sectores de trabajo.

Método Descriptivo: Tiene como finalidad definir, clasificar, catalogar o caracterizar el objeto de estudio. Cuando tiene la finalidad de conseguir descripciones generales es de tipo nomotético, y cuando la finalidad es la descripción de objetos específicos es ideográfica. Los métodos descriptivos pueden ser cualitativos o cuantitativos.

Método Explicativo: Es un ejemplo de investigación que permite instaurar la causa y efecto conforme a las realidades que se viven, esto quiere decir que este tipo de estudio permite comprender y analizar los resultados de un hecho y da paso a que el investigador logre distinguir los fenómenos conforme al estudio, anticipando cambios.

Hidrogeología de la zona

El cantón Chone posee una superficie de 3 570 km², se localiza al centro norte de la región litoral del Ecuador en una extensa llanura, atravesada por el río Chone a una altitud de 17 m sobre el nivel del mar; posee un conglomerado de 150 000 habitantes (Zambrano y Macías 2021).

La cuenca del río Chone está comprendida entre las coordenadas 1 4'15.04"S, 79 52'11.79"W, y cubre un área de aproximadamente 2690 Km², la vegetación de esta cuenca está distribuida de la siguiente forma: 43% para cultivo de ciclo corto, 31% de bosque natural y 26% de pastos plantados (Mendoza et al. 2021). El río Chone nace de las faldas occidentales de la Cordillera de Balzar y desemboca en Bahía de Caráquez, después de recibir las aguas de los siguientes afluentes: por la margen derecha los ríos Mosquito, Garrapata, San Lorenzo y de Los Bravíos. Por la margen izquierda: el río Tosagua, con sus afluentes el Canuto y el Calceta (Zambrano y Macías 2021).

El autor toma como referencia el Censo 2010 donde menciona que la ciudad de Chone posee una población de 52 810 habitantes. La existencia de amenazas de riesgo de desastres, principalmente en la época lluviosa tiene causas no solo naturales sino antrópicas, razón por la que es necesario hacer el diagnóstico de vulnerabilidades sociales y las capacidades para reducir los riesgos.

En la figura 1 se puede observar la subcuenca del río Chone, que es la responsable que en los últimos 40 años Chone haya soportado cerca de 220 inundaciones. Estas no ocurren únicamente por efecto de las abundantes lluvias, la zona urbana se inunda además por el desbordamiento de los ríos Garrapata y Mosquito, y esteros que conforman la compleja red orográfica de la zona. Por esta razón, las inundaciones han continuado afectando la ciudad, aun después de que la represa entrara en operación en el año 2015 (Hidalgo 2019).

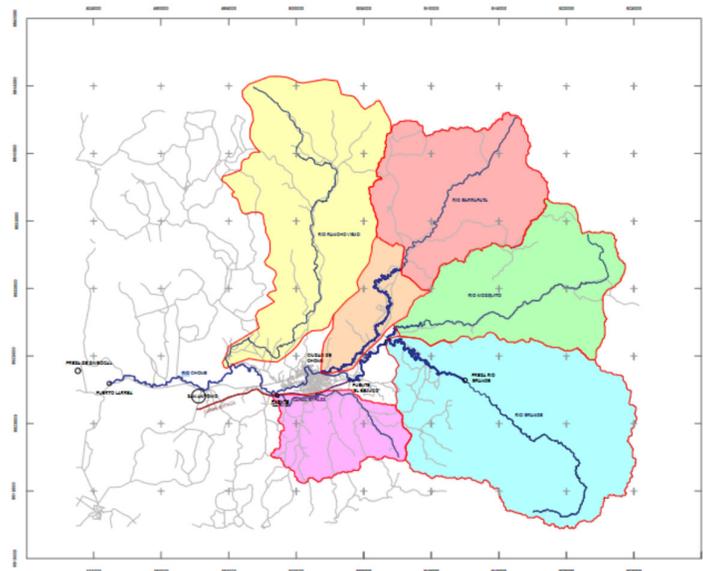


Figura 1. Subcuenca del Río Chone. Fuente: Santana (2023)

La pluviometría: Se obtuvieron datos de las estaciones más cercanas las cuales son: Garrapata, AJ Chone y Estación U. Católica Chone.

Parámetros climáticos: Se describen por la temperatura, nubosidad, precipitación, brillo solar, vientos, humedad, etc.

En la tabla 1 se detallan los datos generales de cada estación.

Tabla 1. Nombre y características de las estaciones meteorológicas de Chone

Código	Nombre	Tipo	X	Y	Altitud (m)	Periodo
M0162	GARRAPATA AJ CHONE	CO	0°42'18"	80° 6' 31"	20	1999
M0162	Estación U. CATÓLICA CHONE	CP	0°39'51"	80° 2'11"	36	2013

Fuente: INAMHI

En las figuras 2 y 3 se muestran los parámetros climatológicos de la estación “Garrapata” en el año 1999 y la estación “U. Católica” en el 2013 respectivamente.

M162		CHONE										INAMHI							
MES	HELIOFANIA (horas)	TEMPERATURA DEL AIRE A LA SOMBRA (°C)						HUMEDAD RELATIVA (%)				PUNTO DE ROCÍO (°C)	TENSION DE VAPOR (hPa)	PRECIPITACION(mm)		Número de días con precipitación			
		ABSOLUTAS			M E D I A S			Máxima	Minima	Media	Máxima			Minima	Mensual		Máxima en 24hrs	día	
ENERO	73.2	34.2	7	18.2	20	30.8	21.7	25.9	98	12	49	14	79	21.8	26.1	228.2	79.9	27	19
FEBRERO	77.0	32.5	3	20.4	11	30.4	22.5	25.8	100	1	61	19	89	23.8	29.5	542.6	100.1	26	24
MARZO	173.2			21.4	19	31.6	22.8	26.7					83	23.2	28.5	249.1	42.3	18	23
ABRIL	122.6	33.0	5	21.2	11	30.9	22.7	26.2	99	27	61	17	85	23.2	28.5	365.8	51.5	9	26
MAYO	121.4	33.0	4	17.5	18	30.0	22.3	25.7	100	4	62	12	86	23.0	28.1	49.6	9.1	5	22
JUNIO	42.0	32.0	6	16.3	25	27.8	20.7	24.0	99	24	59	6	86	21.4	25.5	7.5	1.5	20	11
JULIO	46.4	30.5	24	18.3	12	27.6	19.7	23.5	100	7	58	14	86	20.9	24.8	4.3	1.4	2	10
AGOSTO	83.3	32.4	19	19.2	14	28.2	20.1	23.5	100	5	64	2	92	22.2	26.8	5.7	1.2	22	14
SEPTIEMBRE	48.7	32.5	2	20.1	30	28.7	21.2	24.3	99	9	71	8	93	23.0	28.3	12.1	4.5	23	11
OCTUBRE	34.9	31.6	5	20.1	1	28.3	21.1	24.1	100	5	83	5	94	23.2	28.5	19.7	11.5	16	11
NOVIEMBRE	61.3	33.7	6	20.3	4	29.7	21.3	24.8	100	28	73	6	92	23.4	29.0	11.6	8.1	30	6
DICIEMBRE	50.3	33.2	4	20.5	1	29.6	21.8	25.4					93	24.2	30.4	44.0	10.8	21	18
VALOR ANUAL	934.3			16.3		29.4	21.4	24.9					88	22.7	27.8	1540.2	100.1		

MES	EVAPORACION (mm)		NUBOSIDAD MEDIA (Octas)	VELOCIDAD MEDIA Y FRECUENCIAS DE VIENTO												Vel Mayor Observada (m/s)	VELOCIDAD MEDIA (Km/h)									
	Suma Mensual	Máxima en 24hrs día		N	NE	E	SE	S	SW	W	NW	CALMA	Nro OBS													
ENERO	92.8	7.9	27	8	2.0	1	2.3	9	3.5	7	2.3	7	1.7	3	2.3	9	2.0	10	2.5	12	44	93	6.0	SW	0.9	
FEBRERO				8	2.0	1	2.1	24	2.3	4	2.3	5	2.0	1	2.3	7	2.2	7	1.7	8	43	84	4.0	E	0.6	
MARZO				7																						0.9
ABRIL	92.0	7.0	8	7	0.0	0	2.1	16	2.7	7	2.0	3	1.4	6	2.0	2	2.4	12	2.6	23	31	90	7.0	NW	0.7	
MAYO	92.7	7.4	8	7	1.7	3	2.1	11	1.0	1	2.0	2	2.0	3	2.3	7	2.3	12	1.9	18	43	93	5.0	SW	0.7	
JUNIO	66.2	6.0	6	8	2.0	2	2.0	2	1.7	3	2.0	4	2.0	2	1.4	6	2.4	14	2.0	21	44	90	5.0	NW	0.7	
JULIO	56.2	4.0	4	8	1.0	1	2.0	1	1.0	1	2.0	1	1.7	3	2.3	9	2.3	16	2.0	24	44	93	5.0	SW	0.9	
AGOSTO	91.7	6.3	24	7	1.0	1	2.0	7	5.0	3	1.5	2	2.3	4	2.9	12	2.8	15	2.3	26	30	93	8.0	W	1.2	
SEPTIEMBRE	81.4	7.5	6	8	1.5	2	2.2	7	8.0	1	2.0	2	2.0	1	2.0	1	2.9	14	2.1	28	43	90	8.0	E	1.2	
OCTUBRE	69.6	5.1	9	7	0.0	0	3.5	2	2.0	3	2.7	3	2.0	1	2.2	5	2.2	22	2.2	25	39	93	5.0	W	1.1	
NOVIEMBRE	89.6	7.0	6	7	2.0	2	2.7	7	2.5	2	2.5	2	2.0	1	2.5	11	2.6	20	3.1	22	32	90	8.0	NW	1.2	
DICIEMBRE	89.6	7.0	11	7																						1.2
VALOR ANUAL				7																						0.9

Figura 2. Parámetros Climatológicos de la estación “Garrapata” Periodo 1999. Fuente: INAMHI

M0162		CHONE-U.CATOLICA										INAMHI														
MES	HELIOFANIA (Horas)	TEMPERATURA DEL AIRE A LA SOMBRA (°C)						HUMEDAD RELATIVA (%)				PUNTO DE ROCÍO (°C)	TENSION DE VAPOR (hPa)	PRECIPITACION(mm)		Número de días con precipitación										
		ABSOLUTAS			M E D I A S			Máxima	Minima	Media	Máxima			Minima	Mensual		Máxima en 24hrs	día								
ENERO	18.0					29.0		25.2					88	23.1	28.2	347.2										
FEBRERO	54.7					31.3		22.7					87	23.5	29.0	257.9	32.9	23	19							
MARZO	35.7					31.1		23.4					86	23.9	29.6	467.5	61.4	4	25							
ABRIL	71.0	34.0	14	21.4	11	31.6		22.7			98	2	56	14	87	23.8	29.6									
MAYO	36.2					29.5		22.1																		
JUNIO	49.2					29.2		21.6									18.1									
JULIO	53.0					28.6		21.1		24.1	98	15	57	18	86	21.5	25.6	22.0	5.8	4	11					
AGOSTO	73.9			19.2	24	30.1		20.9		24.4			83	21.1	25.1	7.2	2.9	5	7							
SEPTIEMBRE	76.3			20.2	14	30.6		21.3		25.3			81	21.6	26.0	5.3	1.8	25	10							
OCTUBRE	42.0			20.0	4	29.5		21.1		24.9			83	21.6	25.9	1.9	1.6	29	2							
NOVIEMBRE	66.1			19.0	29	31.0		21.4		25.4			81	21.8	26.3	26.6	14.4	29	13							
DICIEMBRE	19.5															9.7	3.9	5	5							
VALOR ANUAL	595.6																									

MES	EVAPORACION (mm)		NUBOSIDAD MEDIA (Octas)	VELOCIDAD MEDIA Y FRECUENCIAS DE VIENTO												Vel Mayor Observada (m/s)	VELOCIDAD MEDIA (Km/h)									
	Suma Mensual	Máxima en 24hrs día		N	NE	E	SE	S	SW	W	NW	CALMA	Nro OBS													
ENERO	68.0		8																							1.2
FEBRERO	76.7	6.6	13	8	2.0	19	0.0	0	2.0	1	0.0	0	2.5	14	0.0	0	2.0	11	0.0	0	55	84	4.0	S	1.5	
MARZO	92.6	7.6	14	8	2.2	13	0.0	0	2.0	5	0.0	0	2.4	19	0.0	0	2.3	8	0.0	0	55	93	4.0	S	1.7	
ABRIL	86.7		8		2.0	26	0.0	0	2.5	4	0.0	0	2.3	14	0.0	0	2.0	7	0.0	0	49	90	4.0	S	1.6	
MAYO	70.2																									1.2
JUNIO	80.9	4.8	9	8																						1.2
JULIO	83.3	5.2	29	8	2.0	12	0.0	0	2.0	1	0.0	0	2.1	19	0.0	0	1.9	20	0.0	0	47	93	4.0	S	1.5	
AGOSTO	101.7	6.2	25	8	2.1	16	0.0	0	2.0	2	0.0	0	2.7	10	0.0	0	2.7	27	0.0	0	45	93	4.0	W	1.6	
SEPTIEMBRE	116.7	6.7	22	7																						1.9
OCTUBRE	97.3	6.8	3	7																						1.9
NOVIEMBRE	101.5	6.2	18	7																						1.7
DICIEMBRE																										
VALOR ANUAL																										

Figura 3. Parámetros Climatológicos de la estación “U. CATÓLICA” Periodo 2013. Fuente: INAMHI

Precipitación: Entre temporadas invernales con precipitaciones anuales que van desde los 500 mm hasta los 3500 mm (Anchundia 2022).

En la figura 4 se muestra la distribución de las precipitaciones en el año 1999, la más alta registrada fue en el mes de febrero con 542,6 mm de lluvia, lo cual hace referencia a un fenómeno de El Niño ocurrido en ese mismo año que afectó a una gran cantidad de personas. En la figura 5 se muestran las distribuciones de lluvia en el año 2013, se observa que la cifra más alta registrada se produjo en marzo y fue menor que en 1999, con 467,5 mm. El resto de los meses presentan valores inferiores, lo que significa que el evento mencionado no se presentó a gran escala.

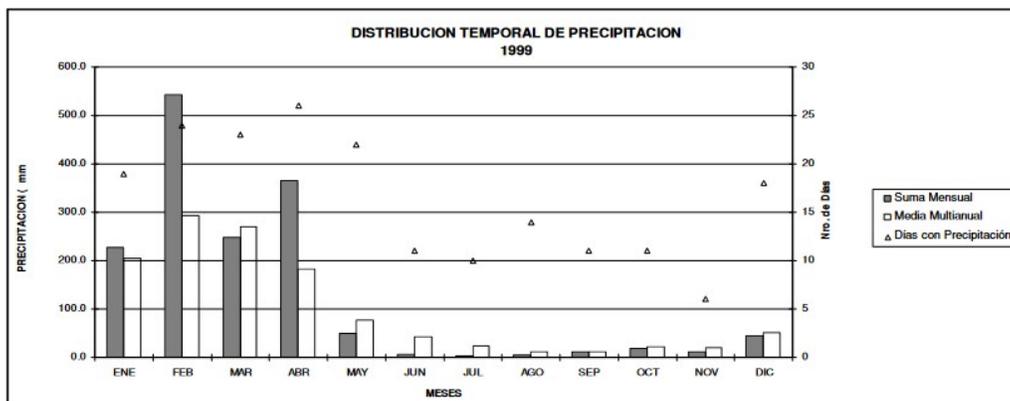


Figura 4. Distribución temporal de la precipitación. Periodo 1999.

Fuente: INAMHI

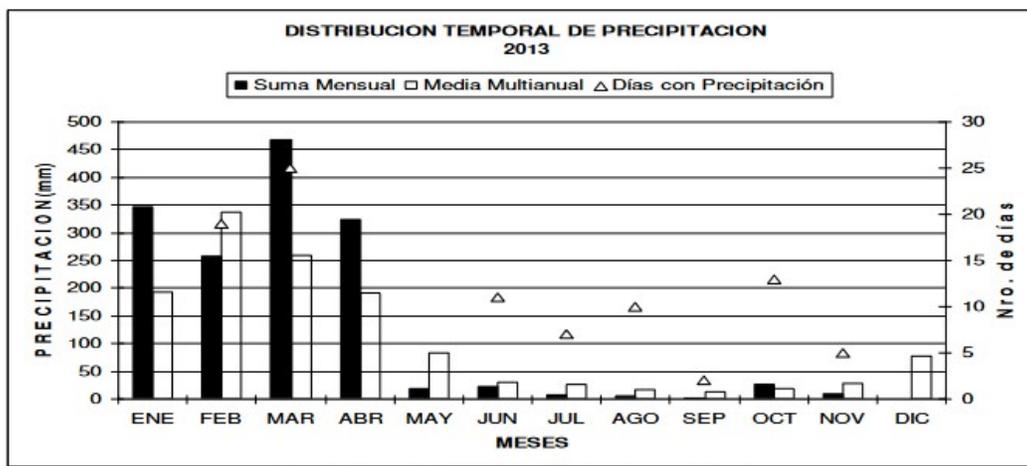


Figura 5. Distribución temporal de la precipitación. Periodo 2013.

Fuente: INAMHI

Temperatura: El clima de la zona varía de cálido seco a cálido en los meses de junio a noviembre, que corresponden a la época de verano; durante los meses de diciembre a mayo, es lluvioso por ser época de invierno. La temperatura se encuentra entre 22,8 y 33,7 °C. (GADMCH 2019).

En las figuras 6 y 7 se muestran las distribuciones temporales de las temperaturas para las estaciones Garrapata (1999) y U. Católica (2013) respectivamente. Se puede observar que la temperatura tuvo muy poca variación entre los años de 1999 y 2013, ya que la media anual se mantuvo entre 25,3 °C y 25,2 °C.

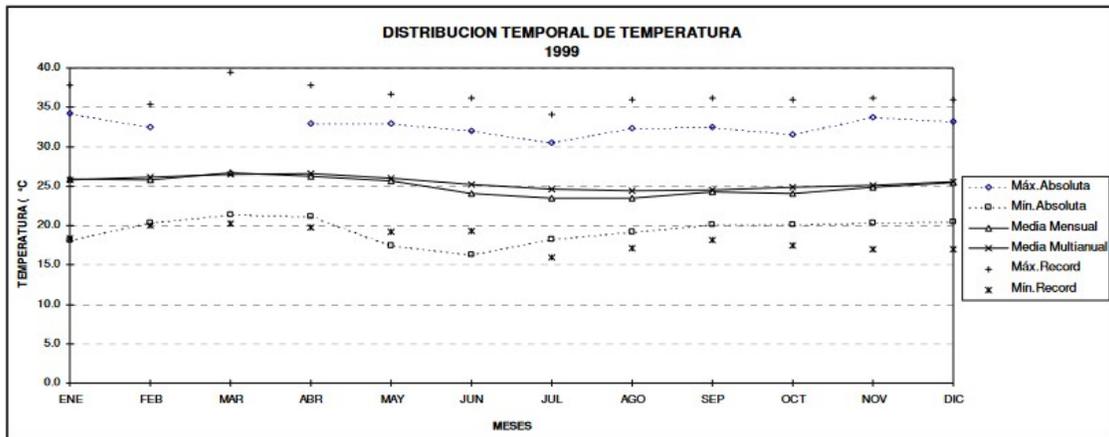


Figura 6. Distribución mensual multianual estación "GARRAPATA". Periodo 1999.

Fuente: INAMHI

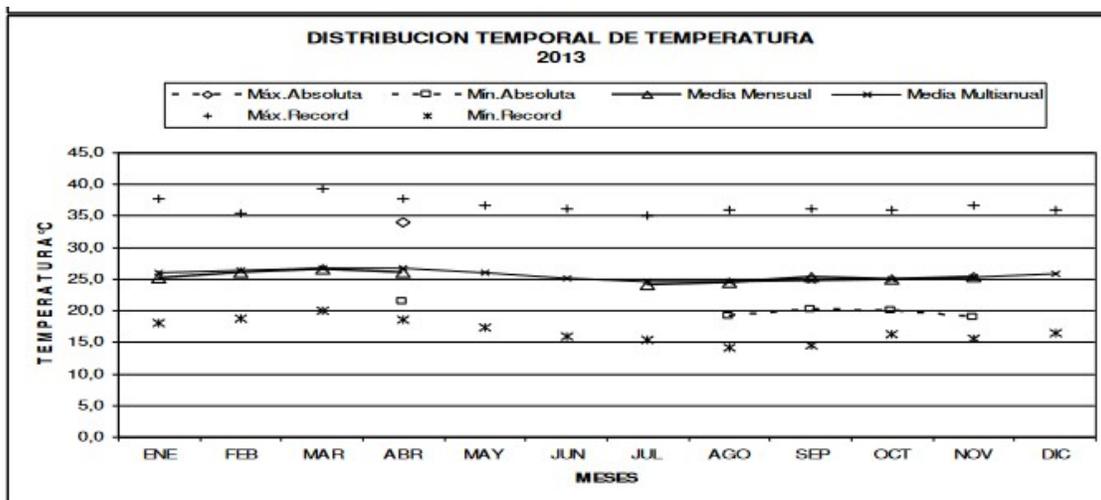


Figura 7. Distribución mensual multianual estación "U. CATOLICA". Periodo 2013.

Fuente: INAMHI

03 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El plan de contingencia son normas y medidas ante cualquier desastre o emergencia. Los desastres pueden ser consecuencia de la ocurrencia de fenómenos naturales como incendios, inundaciones, terremotos, entre otros.

La gestión del riesgo es una temática actual, considerada una nueva forma de organización, aunque de igual manera, se reconocen las dificultades para su implementación y seguimiento (Guerrero et al. 2020).

Tomando en cuenta los antecedentes históricos de Chone en cuanto a inundaciones, la zona urbana presenta una alta vulnerabilidad, ya que es atravesada por el río Chone (GADMCH 2019). Es importante determinar los tipos de amenazas a los que la población están expuestos, a continuación, se mencionan los lugares más vulnerables: Los almendros, Av. Amazonas, Calle Pichincha, Vía a Narciso, By Pass y Av. Sixto Durán Ballén.

En el plan de contingencia, se toman en cuenta todos los habitantes de la zona urbana de la ciudad de Chone, dando mayor importancia a los niños, adultos mayores y mujeres embarazadas.

Según la pirámide en el año 2010, el mayor grupo poblacional tanto en hombres como en mujeres se encuentra de 5 a 9 años, con un total de 14 439 personas que representan el 11,42% de la población. Le sigue el grupo comprendido de 10 a 14 años con un total de 14 347 personas, representando el 11,34%. Los grupos con la menor cantidad de personas son los adultos mayores de 85 a más edad con 889 personas, que representan en conjunto el 0,70% (GADMCH 2019).

La ciudad de Chone cuenta con una estación de Cuerpo de bomberos, un organismo de socorro Cruz Roja, así mismo, de alojamientos temporales como albergue municipal, varias unidades educativas y universidades (GADMCH 2019).

LOS PLANES DEL SISTEMA DE MANEJO DE INUNDACIONES EN MANABÍ

Puede hacerse una clasificación diferenciando claramente los tipos de inundaciones que se producen en la provincia, así:

- Por precipitaciones de gran intensidad que no tienen salidas o drenajes adecuados tanto en las zonas rurales y urbanas como en las planicies inundables.
- Por desbordamiento de los ríos o fluvial netamente.
- Inundación combinada por intensas precipitaciones unidas a fuerte erosión, produciendo "coladas de barro" y al no existir medidas correctivas para evitarlas o atenuarlas y salidas adecuadas producen gran destrucción.

A continuación, se presenta la propuesta de un Plan de sistema de manejo de inundaciones ante el fenómeno de El Niño en la Ciudad de Chone.

PLAN DEL SISTEMA DE MANEJO DE INUNDACIONES

Las obras civiles en la subcuenca del Río Chone

La cuenca del río Chone se encuentra en gran parte cubierta de zonas montañosas, las cuales son una de las principales fuentes de acceso al agua y naturalmente propensas a provocar inundaciones durante el invierno.

Hoy en día, la capacidad de descarga de los ríos de la cuenca es muy baja, ya que existe un canal de desfogue ubicado en el bypass de Chone y una represa en Río Grande, que ayudan al control de la evacuación del agua en el cauce. No obstante, con las fuertes lluvias dadas estos últimos años y la poca implementación de obras de contención y desviación, han ocurrido desbordamientos del río, que provocan inundaciones en la Ciudad de Chone y con ellas pérdidas tanto materiales como humanas.

Se debe tener en cuenta que el plan de contingencia ante el fenómeno de El Niño debe controlar la descarga en las partes media y baja. Las medidas primarias para manejar las inundaciones son mejorar la capacidad de descarga de los ríos mediante la construcción de diques y otras obras de regulación, como por ejemplo la construcción de albarradas y otro tipo de reservorios de contención.

Sistema de planificación de información para el manejo de inundaciones

El sistema de planificación es un instrumento de gran apoyo en la toma de decisiones con respecto a inundaciones o cualquier otro tipo de desastre natural, ya que permite tener una información más veraz y concreta con respecto a la situación climatológica, el estado de las obras civiles, los desastres provocados, etc. Gracias a este sistema se pueden crear alarmas de prevención de desastres, tanto de inundaciones como también de pronósticos climatológicos.

Los sistemas de información para el agua y la lluvia

El departamento SENAGUA es el encargado de brindar esta información y ha establecido:

- 15 estaciones meteorológicas
- 29 estaciones pluviométricas

Estas con asistencia de otros departamentos como centros, subcentros de agua y lluvias e incluso la Dirección Regional de Manabí ayudan al control a nivel nacional de la meteorología e hidrología para así manejar mejor el recurso no renovable.

El sistema de regulación de inundaciones

El Sistema de modelación de inundaciones en la Cuenca del Río Chone, implementado por la Subsecretaría Regional de la Demarcación Hidrográfica de Manabí, tiene como principal objetivo formular modelos matemáticos para regular y propagar inundaciones en estas cuencas, mejorando así las evaluaciones integradas de los daños que pueden generar.

El sistema de alerta de inundaciones

Esta herramienta es de principal ayuda al momento de tomar decisiones ya que permite al departamento de gestión de riesgos tomar buenas decisiones al momento de tener un desastre en camino.

PLAN DE CONTINGENCIA PARA INUNDACIONES

Los planes de contingencia contemplan lo siguiente:

- Plan de regulación de crecidas
- Plan de contingencia cantonal
- Operación de embalses
- Plan de contingencia para embalses

1. Plan de regulación de crecidas.

Un Plan de regulación de crecidas debe considerar los sujetos de protección, principios de intervención y el manejo general de las inundaciones, presentando un ordenamiento de la regulación de las mismas. El Plan contiene: situación actual del avance de las obras civiles y de la implementación de las otras medidas; capacidad de control de la inundación en el curso principal del río; crecida de diseño y principios de regulación de las inundaciones; sujetos a proteger; planificación y autorización del manejo de crecidas mayores y menores a la crecida de diseño. Además, debe ser revisado de manera oportuna a medida que progresa la construcción de las obras civiles al interior de la cuenca hidrográfica (Pinto y Prehn 2023).

Es importante que el GAD Chone formule planes para la regulación de crecidas en la cuenca del río Chone ante inundaciones por el fenómeno de El Niño debidamente aprobadas por la Secretaría de Gestión de Riesgo.

2. Plan de contingencia cantonal

Este documento será una guía para orientar la preparación y respuesta en caso de inundaciones provocadas por el fenómeno de El Niño. Constituye un sistema organizacional con la asignación de responsabilidades, esquema de comunicación, esquema de evacuación y albergue, estado de alerta,

procesos de respuesta, medidas de soporte, divulgación, entrenamiento y maniobra para los Comités de Gestión de Riesgos (CGR) y Comités de Operaciones de Emergencia (COE) de cada cantón y el pueblo en general durante la temporada de inundaciones (Pinto y Prehn 2023).

El plan de contingencia será una guía a seguir en caso de emergencia, asimismo, es una ayuda para solucionar problemas causados por la inundación ante el fenómeno de El Niño.

3. Operación de embalses

Se utiliza para monitorear de manera más efectiva los embalses de la Demarcación Hidrográfica de la Provincia de Manabí, con el fin de crear una base de operaciones para el manejo de las inundaciones y el suministro de agua.

4. Plan de contingencia para embalses

Se diseña con el propósito de prevenir inundaciones, atender de manera inmediata una emergencia, proporcionar ayuda para contrarrestar los efectos de desastre y mantener la seguridad del embalse. Asimismo, este plan permite reducir los niveles de agua en los ríos medios y bajos, así como mitigar el riesgo de cualquier evento peligroso que pueda suceder en el embalse. Su contenido principal se compone de información básica, análisis de riesgo, distribución de responsabilidades, sistema de comunicación, preparación de materiales para la emergencia, principales medidas a tomar durante la emergencia, divulgación, entrenamiento y simulaciones (Pinto y Prehn 2023).

La unidad encargada de la operación del embalse deberá enviar el plan de contingencia para embalses a la Secretaría de Gestión de Riesgo para que sea aprobado.

04 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En Manabí, los desbordamientos o inundaciones son un tema de alta seriedad por lo que se han establecido múltiples estaciones hidrológicas, las cuales recogen los datos necesarios, que, unido a los registros históricos, permiten realizar estudios de inundaciones más precisos. A partir de estos estudios, se han podido localizar áreas vulnerables a riesgos.

Hay que tener en cuenta que, en todo plan de contingencia, se debe contemplar en control continuo de las obras civiles antes, durante y después de cualquier fenómeno natural previamente establecido.

Es fundamental mejorar las obras de desviación, ya sean canales de desfogue, diques o cualquier otra de retención o desagüe para que no afecte de manera desmedida el cauce del río. El cual puede aumentar a medidas desfavorables para el casco urbano, y provocar daños tanto materiales como pérdidas de vidas.

Se recomienda incluir dos componentes en el plan de contingencia. El primero es un Sistema de gestión de riesgos de inundación, tomando en cuenta obras de aguas lluvias y su evacuación, sistemas de alerta temprana y consulta de inundaciones. El segundo componente, son otros planes de contingencia que sirvan de referencia para manejar de manera más efectiva el nuestro, donde se incluyan obras de control para obras civiles.

06 REFERENCIAS

Anchundia J. (2022). Caracterización de las microcuencas aportantes al embalse propósito múltiple Chone para un modelo de gestión. Polo del Conocimiento, 7(1), 808–825, ISSN: 2550 -682X. País

- Cajigal E. y Maldonado A.** (2019). Metodología para el análisis de vulnerabilidad ante inundaciones. Un ejercicio emergente ante el cambio climático. *Economía Sociedad y Territorio*, 19(61), 543–574, ISSN 2448-6183. México
- Coronel V. y Buñay J.** (2018). “Gestión de los seguros ante desastres naturales en el Ecuador”. *Revista Universidad y Sociedad*, 10(4), ISSN 2218-3620. Cuba
- Correa J., Vinces F. y Zambrano E.** (2020). “Zonificación de riesgo por inundación en las subcuencas Río Grande, Mosquito, Garrapata aportantes al Río Chone”. *Revista de Ciencias Agropecuarias "ALLPA"*, 3(6), 2–7, ISSN: 2600-5883. Ecuador
- Estrada D., Chumpitaz M., Cossio B., Machacuay De la Cruz M. and Ore S.** (2021). “Sense of community and psychological well-being in populations in situations of social vulnerability due to natural disasters”. *Revista internacional de investigación en ciencias sociales*, 17(1), 216–240, ISSN 2226-4000. Paraguay
- GADMCH.** (2019). PLAN DE DESARROLLO Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL CANTÓN CHONE. Gob.ec, extraído de: http://app.sni.gob.ec/sni-link/sni/PORTAL_SNI/data_sigad_plus/sigadplusdocumentofinal/1360000470001_1360000470001_PDOT_CHONE_15-04-2016_15-04-2016_10-24-04.pdf. en diciembre de 2022.
- García W., Delfín M., Ledezma M. y Arévalo B.** (2021). Integrando métodos de evaluación de riesgos de deslizamientos e inundaciones en cuencas del Tunari y zona de Alto Cochabamba. *Revista Acta Nova*, 10(1), 61–95, ISSN: 1683-0768. Bolivia
- Giler A., Donoso S., Arteaga R. y Zaldumbide D.** (2020). Manejo sostenible de inundaciones, cuencas hidrográficas y riberas en la provincia de Manabí. *La Técnica*, 23, 55–72. Ecuador
- Guerrero M., Medina A. y Nogueira D.** (2020). “Procedimiento de gestión de riesgos como apoyo a la toma de decisiones”. *Ingeniería Industrial*, 41(2), ISSN 1815-5936. Cuba
- Hidalgo J.** (2019). “Agua, tecnología y gubernamentalidad: Reconfiguración territorial en torno al megaproyecto hídrico multipropósito Chone, Ecuador”. *Estudios atacameños*, 63, 209–232, ISSN 0718-1043. Chile
- Mendoza H., Chavarría J. y Giler A.** (2021). “Evaluación de cambios en uso y cobertura de la tierra a escala de cuenca hidrográfica del río Chone”. *Dilemas contemporáneos: educación, política y valores*, 8(SPE2), ISSN 2007-7890. México
- Pacheco H., Montilla A., Méndez W., Delgado M. y Zambrano D.** (2019). “Causas y consecuencias de las lluvias extraordinarias de 2017 en la costa ecuatoriana: el caso de la provincia Manabí”. *Boletín de investigaciones marinas y costeras*, 48(2), 45–70, ISSN: 2590-4671. Colombia
- Pintado G. y Torres M.** (2021). Plan de contingencia y gestión de riesgos financieros en respuesta al COVID-19. *Revista Interdisciplinaria de Humanidades, Educación, Ciencia y Tecnología*, 2(2), 187–216, ISSN: 2610-802X. Venezuela
- Pinto C. y Prehn C.** (2023). Análisis de la cuenca del río Portoviejo y el plan de contingencia ante el fenómeno de el niño. *Ciencia Latina Revista Científica Multidisciplinar*, 7(1), 1929–1949, ISSN 2707-2215. México
- Toulkeridis T., Tamayo E., Simón D., Merizalde M., Reyes D., Viera M. and Heredia M.** (2020). “Climate Change according to Ecuadorian academics—Perceptions versus facts”. *La granja*, 31(1), 21–46, ISSN:1390-8596. Ecuador

Zambrano M. y Macías L. (2021). Las capacidades sociales en las familias de la zona urbana del cantón Chone frente a la vulnerabilidad física ante la amenaza de inundaciones. *Rehuso*, 6 (3), 103–117, ISSN 2550-6587. Ecuador

CONFLICTO DE INTERESES

Los autores declaran que no existen conflictos de intereses.

CONTRIBUCIÓN DE LOS AUTORES

[Miguel Ángel Santana Castro](#)

<https://orcid.org/0009-0008-8462-8589>

Responsable de la investigación

[Claudia Prehn Garcés](#)

<https://orcid.org/0000-0003-2191-7742>

Docente de la Universidad, Apoyo académico

Aprovechamiento del potencial hidro energético en una mini hidroeléctrica aislada.

Celestino Oro – Ortiz

E-MAIL: oro@uo.edu.cu

Centro de estudio de energía. Universidad de Oriente, Cuba

Isabel X. García Rodríguez

E-MAIL: isabelx@uo.edu.cu

Departamento Manufactura y Materiales, Universidad de Oriente, Cuba

Manuel Cantos Macías

E-MAIL: manuelcantosmacias@gmail.com

Universidad Tecnológica de Manabí, Ecuador

RESUMEN

El trabajo presenta un estudio de caso en una instalación hidroeléctrica con problemas de agotamiento de agua. El objetivo fue evaluar el aprovechamiento del potencial hidro energético disponible aplicando una metodología integradora contribuyendo a la mejora de la eficiencia energética y el uso de los recursos hídricos en el proceso de transformación de la energía hidráulica en eléctrica. Los resultados demuestran la existencia de sobreconsumo del agua disponible y sobredimensionamiento de la transmisión mecánica, ambos constituyen problemas de operación. La solución al problema, aunque sencilla, aportó una metodología que integra conocimientos de dinámica de los fluidos, turbinas hidráulicas, máquinas eléctricas y elementos de máquinas. El problema analizado constituye un ejercicio integrador para la enseñanza de pregrado y postgrado en el área de Hidroenergía y el uso racional de recursos hídricos.

PALABRAS CLAVES:

aprovechamiento, aislada, mini hidroeléctrica y potencial.

Exploitation of the hydro-energy potential in an isolated mini-hydroelectric.

ABSTRACT

The paper presents a case study of a hydroelectric facility with water depletion problems. The objective was to evaluate the use of the available hydro-energy potential by applying an integrating methodology contributing to the improvement of energy efficiency and the use of water resources in the process of transforming hydraulic energy into electricity. The results demonstrate the existence of overconsumption of available water and oversizing of the mechanical transmission, both of which constitute operating problems. The solution to the problem, although simple, provided a methodology that integrates knowledge of fluid dynamics, hydraulic turbines, electrical machines and machine elements. The analyzed problem constitutes an integrating exercise for undergraduate and postgraduate teaching in the area of Hydroenergy and the rational use of water resources.

KEYWORDS: exploitation, isolated, mini hydroelectric and potential.

01 INTRODUCCIÓN

A escala global, la energía hidroeléctrica es la forma de energía renovable más utilizada, con más de 1,2 Tera vatios (TW) de capacidad instalada. Sin embargo, la potencia instalada a nivel mundial de las pequeñas hidroeléctricas (hasta 10 MW) se estima en 78 gigavatios (GW) en 2016. Las minicentrales representan aproximadamente el 1, 9% de la capacidad total de energía del planeta (Cayetano et al. 2017).

En las mini y micro centrales hidroeléctricas autónomas ubicadas en regiones montañosas de Cuba, los consumidores no aprovechan todo el potencial energético disponible en el recurso hídrico producto de la mala calidad de la energía generada en estas centrales según las normas técnicas vigentes (Peña y Fariñas, 2020).

Las mini y micro centrales hidroeléctricas de Cuba a menudo presentan problemas de operación, las principales causas son: pobre control de la frecuencia y la potencia, así como deficiente distribución de la demanda (HIDROENERGIA, 2018). Los factores de diseño también implican problemas en la operación como: excesiva relación entre la longitud de la tubería y la carga hidráulica (L/H), momento de inercia ($GD^2/4g$) inadecuado, entre otros. Estos aspectos propician baja calidad de la energía y una baja eficiencia energética, que trae como consecuencia que los hidro grupos operen fuera de su punto de operación óptimo (Peña y Fariñas, 2020).

En este artículo se hace un estudio de caso de una mini hidroeléctrica aislada, que presenta problemas con la disponibilidad del agua para la generación (el agua se agota rápidamente), la misma presta servicio a una comunidad rural, para ello cuenta con una turbina de fabricación cubana 650X65 acoplada a un generador sincrónico de 1800 rpm.

Entre las barreras que actualmente tiene el desarrollo de la hidroenergía está la disminución de los recursos hídricos, por efectos del cambio climático. Esta futura disminución de las aportaciones hidrológicas perturbará sobre todo a las centrales hidroeléctricas de tipo fluyente, sin capacidad de regulación, traduciéndose en una disminución de horas equivalentes de funcionamiento (Cayetano, 2017).

Dos cuestiones resaltan la importancia del estudio, el uso racional del agua y la eficiencia energética de la instalación. Operar la turbina fuera de los parámetros óptimos de diseño no solo repercute en la calidad de la energía eléctrica generada, conduce entre otros problemas a un inadecuado consumo de agua.

Acerca de los métodos para lograr los parámetros óptimos en las mini hidroeléctricas aisladas se propone el almacenamiento de energía (Yadav y Mathew, 2014), empleo de sistemas híbridos (Khodadoost, 2017), regulando el caudal de agua de entrada a la turbina y la carga (Dreidy et al. 2017). Sin embargo, el proyecto y la explotación de las pequeñas centrales hidroeléctricas es el resultado de la aplicación de diferentes ciencias, resulta imposible tratar de resolverlos mediante el análisis fraccionado (Sharma and Singh, 2013).

La investigación bibliográfica realizada demuestra que el tema del aprovechamiento óptimo del potencial hidro energético depende en gran medida de la regulación de los parámetros de trabajo, lo cual resulta complejo para mini hidroeléctricas aisladas, no obstante, no existen evidencias del comportamiento de los parámetros de operación de las turbinas 650X65 en relación con el potencial hidro energético disponible para lograr su aprovechamiento eficiente.

El objetivo del trabajo fue evaluar el aprovechamiento del potencial hidro energético disponible aplicando una metodología integradora que contribuye a la mejora de la eficiencia energética en el proceso de transformación de la energía hidráulica en eléctrica.

02 PROCEDIMIENTO

El procedimiento empleado consistió en calcular los parámetros de diseño del equipamiento teniendo en cuenta el salto hidráulico disponible, luego se comparan los parámetros óptimos de trabajo de la turbina 650x65 (empleada en la mini hidroeléctrica), evaluando las posibles causas del agotamiento rápido del agua. Para lograr el objetivo propuesto se aplicaron los métodos de investigación y materiales siguientes:

Investigación de campo

Analizador de vibraciones VibXpert II

Cinta métrica

Revisión documental

Artículos de revistas

Libros

Método matemático

Para determinar los parámetros de diseño de la turbina se aplicaron las ecuaciones fundamentales de hidrodinámica y el criterio de semejanza (Mataix, 1989):

La velocidad del chorro de agua que sale del inyector de la turbina, se determina (1)

$$V = \varphi \sqrt{2gH} \quad (1)$$

Donde:

φ -Coeficiente de la tobera (0,97-0,99)

V -Velocidad absoluta del chorro (m/s)

g - Aceleración de la gravedad

H - Altura hidráulica neta (m)

El caudal volumétrico de agua, se determina (2)

$$Q = V \cdot A_{ch} \quad (2)$$

Donde

Q -Caudal volumétrico (m³/s)

A_{ch} -Área del chorro (m²)

El diámetro del chorro, se determina (3)

$$d_{ch} = \sqrt{\frac{4Q}{\pi \cdot V}} \quad (3)$$

La velocidad específica de la turbina, se determina (4)

$$n_s = \frac{n\sqrt{P}}{H^{5/4}} \quad (4)$$

Donde

n_s -Velocidad específica

P -potencia de salida en kW

n -Velocidad de rotación de la turbina rpm

H -carga hidráulica en m

El torque desarrollado por la turbina, se determina (5)

$$T = Q \cdot \rho \cdot g \cdot r(V - U)(1 - \cos \beta) \quad (5)$$

Donde

T -Torque que desarrolla la turbina

V -velocidad absoluta del chorro (m/s)

U -Velocidad tangencial (m/s)

Q - Caudal volumétrico (m³/s)

ρ -densidad del agua (kg/m³)

r - radio del rodete (m)

g - Constante de gravitación (9,81 m/s²)

β - Angulo de incidencia del chorro en el alabe

La potencia de salida, se determina (6)

$$P = Q \cdot \rho \cdot g H \cdot \eta_0 \quad (6)$$

Donde

P -Potencia de salida (W)

Q - Caudal volumétrico (m³/s)

ρ -densidad del agua (kg/m³)

g - Constante de gravitación (9,81 m/s²)

H - Altura hidráulica neta (m)

η_0 - Eficiencia global

La Ley de la carga hidráulica neta, según (7)

$$\left(\frac{n_1}{n_2}\right)^2 = \frac{H_1}{H_2} \quad (7)$$

Donde

n_1 -Numero de revoluciones de la turbina en el estado 1

n_2 - Numero de revoluciones de la turbina en el estado 2

H_1 -Carga hidráulica neta en el estado 1

H_2 -Carga hidráulica neta en el estado 2

La Ley del Caudal volumétrico

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{\sqrt{H_1}}{\sqrt{H_2}} \quad (8)$$

Donde

Q_1 - Caudal volumétrico en el estado 1

Q_2 -Caudal volumétrico en el estado 2

La Ley de la Potencia en el eje de la turbina

$$\frac{P_1}{P_2} = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^3 \quad (9)$$

Donde

P - Potencia de salida para el estado 1 y 2

En (7)-(8) y (9) los subíndices 1 y 2 identificados como estado 1 y 2, corresponden en el primer caso a las revoluciones por minuto optimas tomadas del catálogo emitido por el fabricante de la turbina y el segundo caso a las obtenidas en la investigación de campo mediante el analizador de vibraciones.

Se verifica la relación de transmisión según (10)

$$i_t = \frac{n_T}{n_G} = \frac{D_G}{D_T} \quad (10)$$

Donde

i_t -Relación de transmisión

n_T -Número de revoluciones de la turbina

n_G -Número de revoluciones del generador

D_T -Diámetro de la Polea de la turbina

D_G -Diámetro de la Polea del generador

El diámetro de las poleas de la turbina y del generador eléctrico se obtiene en la investigación de campo empleando la cinta métrica.

03 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Parámetros de diseño de la turbina

El resultado de aplicar (1)-(2)-(3) y (4) teniendo en cuenta una carga hidráulica neta de 100 metros:

Velocidad del chorro 42,96 m/s

Diámetro del chorro es 0,0646 m

Caudal volumétrico 142,6 L/s

Velocidad especifica 20,1 rpm

Mediante la revisión documental se obtiene la característica de trabajo de la turbina de fabricación cubana 650X65, la tabla 1 muestra los parámetros óptimos para un salto hidráulico de 100 m dada por Madruga et al. (1986).

Tabla 1. Parámetros óptimos de la turbina 650X65.

Salto (m)	Caudal (L/s)	Potencia (kW)	Velocidad de rotación (r.p.m)
100	141,2	117,74	586

Parámetros en operación

Empleando el analizador de vibraciones VibXpert II, se obtuvo el diagrama que muestra el espectro de velocidad de vibración de la turbina, en la figura 1, se observa que la turbina gira a una velocidad angular de 650 rpm

Aplicando (5)-(6)-(7)-(8) y (9) se obtiene:

Incremento del Caudal 1,11 veces.

Incremento de la potencia en el eje 1,37 veces.

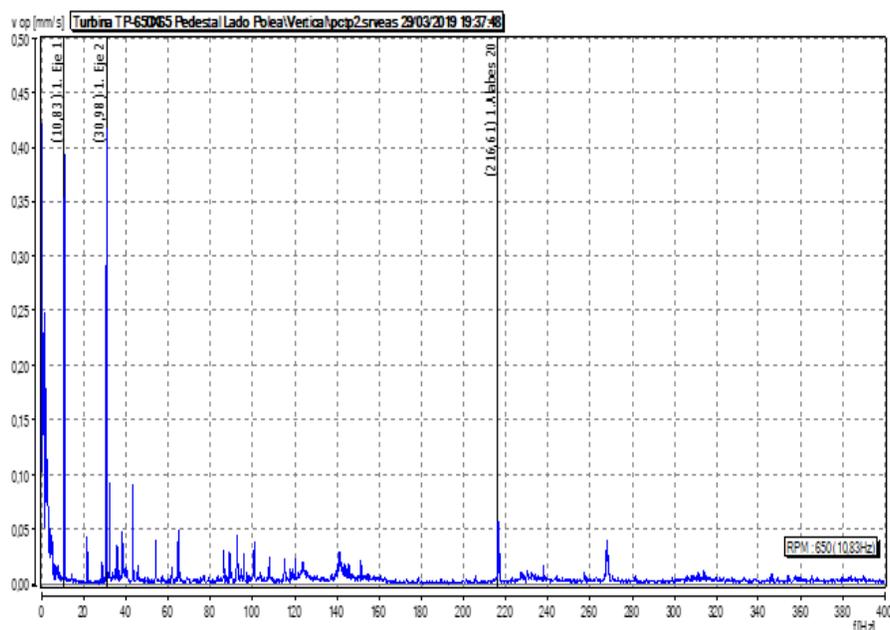


Figura 1. Espectro de velocidad de vibración de la turbina

Parámetros de la transmisión

Fueron medidos con la cinta métrica el diámetro de la patea de la turbina y del generador eléctrico, el resultado se muestra en la tabla 2.

Tabla 2. Diámetro de las poleas de la transmisión

Patea de la turbina (mm)	Patea del generador (mm)
915	320

Empleando (8), se obtiene un valor de relación de transmisión de 0,35.

DISCUSIÓN

El valor de la velocidad específica obtenido (20,1 rpm) corresponde a una turbina Pelton de un inyector. La velocidad específica para las Turbinas Pelton de un inyector se encuentra en el rango 5-30 rpm (Fernández, 2017). La Turbina 650X65 es una turbina Pelton de un inyector, los resultados demuestran que es la apropiada para la instalación objeto de estudio. Descartándose la posibilidad de que una inadecuada selección de la máquina incida en el agotamiento del agua que se produce actualmente en la mini hidroeléctrica.

La turbina a máxima carga gira a una velocidad angular de 650 rpm. La turbina 650X65 es de fabricación cubana y su documentación técnica data de la década de los 80, Madruga et al. (1986) muestran que, una turbina 650x65 con un salto de 100 m, un caudal de 141,2 L/s y una potencia de 117,74 kW tiene una velocidad óptima de 586 r.p.m. Las turbinas se diseñan para un valor de carga y gasto predeterminados que definen su zona de operación por tanto cualquier variación de estos parámetros se compensa abriendo o cerrando los dispositivos de control del gasto (Peña y Fariñas 2020). Al respecto Fernández (2017) plantea, cuando el salto neto (carga hidráulica neta) es constante, el caudal es rigurosamente independiente de la velocidad angular, solamente depende del grado apertura del inyector. Este análisis evidencia problemas de operación, siendo el grado de apertura del inyector, la causa de sobreconsumo de agua en la instalación.

La relación de transmisión es de 0,35. Según el criterio de Coz et al. (1996) ese valor es elevado, los autores plantean que en las mini hidroeléctricas aisladas cuando se usan generadores asincrónicos la relación de transmisión no debe ser mayor de 0,25. Acerca del funcionamiento de los generadores asincrónicos Eraso y Escobar (2018) explican que, a mayor velocidad del rotor, mayor es la potencia que puede generar la máquina. Otro punto de vista es el de Fernández (2017) que plantea, el comportamiento del torque con relación a la velocidad de rotación de la turbina es parabólico, desde el arranque hasta cierto valor óptimo (máximo valor de velocidad), el torque se incrementa, posteriormente un incremento de velocidad no garantiza un incremento del torque. Estas consideraciones demuestran en primer lugar que una relación de transmisión de 0,25 garantizará mayor potencia eléctrica en el generador y en segundo lugar que mantener la turbina trabajando a 650 rpm, no garantiza un incremento de potencia en el generador eléctrico.

A los efectos del estudio se identifican como potencial hidro energético: la carga hidráulica neta, el caudal volumétrico y la potencia de salida. La elección de la tecnología de la turbina está dictada por los parámetros hidráulicos y topográficos y, por lo tanto, es altamente inflexible (Peña y Fariñas, 2020). Independientemente de la necesidad de actualizar los estudios hidrológicos del sitio en que se encuentra ubicada la turbina objeto de estudio debido a los posibles efectos del cambio climático, el estudio realizado demuestra que en la instalación objeto de estudio existen problemas de operación (grado de apertura del inyector) que incide en el sobreconsumo del agua disponible en las condiciones actuales y el sobredimensionamiento de la transmisión mecánica que incide en la potencia entregada por el generador eléctrico.

Muchas mini centrales hidroeléctricas en Cuba prestan servicio eléctrico a zonas rurales, algunas aisladas y sin embalse regulador, sin embargo, la mayor cantidad de investigaciones existentes en esta área del conocimiento se enmarca en el control automático de los parámetros de operación, sin embargo, los factores que inciden en el aprovechamiento eficiente del potencial hidroenergético tienen un carácter multifactorial.

La investigación realizada aporta una metodología interdisciplinaria para evaluar el aprovechamiento del potencial hidroenergético en una instalación aislada y un ejercicio integrador para la enseñanza de pregrado y postgrado en el área de Hidroenergía, ambas constituyen soluciones

interesantes ante los desafíos que se presentan en el área de la energía renovable y el uso racional de los recursos hídricos.

04 CONCLUSIONES

Se evidencia un sobreconsumo de agua debido a problemas de operación relacionados con el grado de apertura del inyector.

Se demostró la existencia de sobredimensionamiento en la transmisión mecánica.

Se presenta la solución de un problema integrador para la enseñanza de pregrado o postgrado en el área del conocimiento en Hidroenergía.

05 REFERENCIAS

Cayetano E.; Marín, García, R. y Aparicio, A. (2017). "El surgimiento de la energía minihidráulica en España y su situación actual. Revista de Geografía Norte Grande, ISSN 0718-3402, No 67: 115-143.España

Peña L. y Fariñas E. (2020). "Mejoras en la eficiencia energética de las mini hidroeléctricas aisladas mediante la regulación combinada flujo-carga lastre". Revista Ingeniería Energética, ISSN 1815-5901, vol 21. Universidad Tecnológica de la Habana, Cuba.

HIDROENERGÍA (2018). "Estado de las Instalaciones actualizado 30-12-2018". Reporte Interno. Empresa de Hidroenergía: Unión Eléctrica. Cuba. Disponible en: <https://webstore.iea.org/download/tableofcontents/1173>

Yadav, R.K., Mathew, L. (2014). "Load Frequency control of an Isolated Small Hydro Power Plant with Reduction in Dump Load Rating By Using Variable Structure Control". International Journal of Engineering Science Invention. ISSN 2319-6734, V3, p.8-15.EU.

Khodadoost, A.; Karami, H.; Gharehpetian, G.; Hejazi, M. (2017). "Review of Flywheel Energy Storage Systems structuresand applications in power systems and microgrids". Renewable and Sustainable Energy Reviews. ISSN 1364-0321 v.69, p.9-18. Teheran, Iran. DOI:<http://dx.doi.org/10.1016/j.rser.2016.11.166>

Dreidy, M.; Mokhlis, H. and Mekhilef S. (2017). "Inertia response and frequency control techniques for renewable energy sources: A review", Renewable and Sustainable Energy Reviews, ISSN 1364-0321 V.69,p.144-155.Malaysia. DOI:<http://dx.doi.org/10.1016/j.rser.2016.11.170>

Sharma, H. and Singh, J. (2013). "Run off River Plant: Status and Prospects". International Journal of Innovative Technology and Exploring Engineering (IJITEE). ISSN 2278-3075, Volume 3, p. 210-213. Issue-2, Canada.

Mataix, C. (1989). " Mecánica de los fluidos y maquinas hidráulicas". Segunda edición. Ediciones del Castillo S.A., p.pp.355-486. México. ISBN:84-219-0175-3

Madrugá, E.; Fernández, A y Ledon, N. (1986). "Turbinas de fabricación cubanas". Revista Energía., No 4, p. 2-4. Cuba. ISSN 0138-8266

Fernández Díez, P. (2017). " Turbinas Hidráulicas". Biblioteca sobre ingeniería energética. Universidad de Cantabria, p.pp35-52.España. http://www.ing.una.py/pdf_material_apoyo/turbinas-hidraulicas.pdf

Peña, L.; Fariñas, E.; Domínguez, H. y Fon, J. (2020). “Ajuste del punto de operación de micro-turbinas hidráulicas a través del método de regulación de velocidad combinada”. Revista Tecnología Química, vol.40, No.1, p. (152-168).Cuba. ISBN:2224-6585

Coz, F.; Sánchez, T.; Vianni, B.; Segura,J.; Rodríguez, L.; Miranda, H.; Castromonte, E.; Guerra, J.; Quiroz, L.; Gaitan, J.; Moreno, L. y Muñoz, J.(1996).” Manual de mini y microcentrales Hidráulicas: una guía para el desarrollo de proyectos”. 1ra edición. Intermediate Technology Development Group, ITDG, ISBN:1853392782; p.pp131-177.Peru

Eraso, F. and Escobar, E. (2018). "Metodología para la determinación de características del viento y evaluación del potencial de energía eólica en Túquerres-Nariño". Revista Científica, ISSN 2344-8350, vol. 1 (31), pp.19-31.Bogota, Colombia. <https://doi.org/10.14483/23448350.12304>

CONFLICTO DE INTERESES

Los autores declaran que no existen conflictos de intereses.

CONTRIBUCIÓN DE LOS AUTORES

Celestino Oro Ortiz <https://orcid.org/0000-0002-5482-5070>

Realizó contribuciones en la interpretación de los datos. Participó en el diseño de la investigación, análisis de los resultados y en la revisión y redacción del informe final.

Isabel Xiomara García Rodríguez <https://orcid.org/0000-0003-00080-2612>

Trabajó en el procesamiento de los datos haciendo contribuciones en su análisis e interpretación. Participó en la búsqueda de información y en la redacción final.

Manuel Cantos Macías <https://orcid.org/0000-0001-7589-0210>

Trabajó en el procesamiento de los datos haciendo contribuciones en su análisis e interpretación. Participó en la búsqueda de información y en la redacción final.

Reducción de la socavación local en estribos cortos y verticales de puentes

Lucio Frago Sandoval

E-MAIL: luciofragosos@gmail.com

Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura. Unidad Adolfo López Mateos
Instituto Politécnico Nacional, Ciudad de México, México

Jaime Roberto Ruiz y Zurvia Flores E-MAIL: jaruizz@ipn.mx

Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura. Unidad Adolfo López Mateos
Instituto Politécnico Nacional, Ciudad de México, México

Gisela Vania Rosales Fuentes E-MAIL: elipsis1945@gmail.com

Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura. Unidad Adolfo López Mateos
Instituto Politécnico Nacional, Ciudad de México, México

RESUMEN

Se describe un proyecto de investigación, cuyo objetivo fue reducir la profundidad de socavación al pie de estribos cortos y verticales de puentes, mediante un modelo físico reducido se analizó la profundidad de socavación que genera un flujo de agua, en sistema formado por un estribo de puente corto y vertical y el fondo de arena de un canal del laboratorio de ingeniería hidráulica de la ESIA unidad Zacatenco; al estribo se le cambiaba su geometría en los ensayos (con alerones laterales a 45, 30 y 20°), para determinar experimentalmente su influencia en la erosión local que generó, bajo ciertas condiciones de flujo; y así en base a ensayo-error, reducir la erosión local. Se logró reducir la profundidad de socavación generada por el estribo original en un 98 %.

PALABRAS CLAVES: estribos cortos y verticales de puentes, profundidad de socavación local, reducción.

Reduction of local scouring at short and vertical abutments of bridges

ABSTRACT

In this work is described a research project, which central objective was to reduce scouring depth in shorts and vertical abutments of bridges, so in this it was analyzed at trough of a physical model reduced, the scouring depth that generate an water flow in a system performed by a short and vertical abutment of bridge, in a sand channel of hydraulic engineering laboratory of ESIA Zacatenco United, in Mexico; the abutment was modified in his geometry (with wings to 45, 30 y 20°), in order to determine experimentally its influence in local scouring that was generated , with some flow condition; and in the way of essay-error to reduce the local erosion. In this project, the local erosion depth generated by the original abutment was reduced in a 98 %.

KEYWORDS: short and vertical abutments of bridges, local scouring depth, reduction.

01 INTRODUCCIÓN

Para asegurar la estabilidad de los puentes que interactúan con ríos, el ingeniero tiene una enorme tarea ante sí tanto la ubicación conveniente del puente, como del cálculo de las profundidades de socavación producidas por pilas y estribos en su interacción con el río, así como otros aspectos, son parte de su diseño.

Los investigadores e ingenieros de varios países se han enfocado al análisis de procesos de erosión en puentes, generándose dicha socavación por la contracción del flujo en estribos y la local por pilas. Con relación, a la erosión al pie de estribos de puentes, su desarrollo es menos que en pilas y la mayoría de estudios realizados corresponden a puentes ubicados en un cauce principal (Melville 1995; Ettema et al. 2004).

En México, no se cuenta con estadísticas del número de puentes colapsados, pero se tiene el conocimiento que en los últimos años, se han venido presentando múltiples fallas en un buen número de puentes que cruzan cauces fluviales de lechos formados, generalmente, por material no cohesivo, siendo la falla principal la producida por socavación local al pie de estribos.

Así, de lo antes expuesto, se deduce la gran importancia que este tema tiene en la ingeniería de caminos, y que, si se lograra una mayor precisión en la determinación de la magnitud de la profundidad de socavación al pie de estribos ó bien poder reducir la magnitud de ésta, se estará en la posibilidad de construir puentes más estables y más económicos. La importancia de contar con un sistema de protección contra la erosión al pie de estribos que sea innovador, eficiente y seguro; motivó la realización de este proyecto.

El objetivo central del presente trabajo fue: reducir experimentalmente la profundidad de socavación local al pie de un estribo vertical y corto de puente; alternando la geometría en el estribo original, intercambiando en éste, alerones laterales de 45, 30 y 20°; con respecto al eje del canal en un modelo físico, con escala de líneas de 1:20, para probar experimentalmente si reducían la profundidad de socavación que generan ciertas condiciones de flujo sobre el material del fondo de un canal de arenas, bajo ciertas condiciones de flujo.

La hipótesis de partida del presente, es que, a través del estudio en modelo físico reducido de un estribo corto y vertical de puente en un canal con fondo de arena gruesa, al que se sometió a diferentes condiciones de flujo y probando cambios en la geometría del estribo con alerones de 45, 30 y 20°; se reduce la profundidad de socavación al pie de éste.

Para alcanzar el objetivo antes descrito, se consideró la siguiente metodología: recopilación bibliográfica y su análisis sobre el tema en estudio (socavación local al pie de estribos cortos y verticales de puentes); diseño, construcción, calibración y operación de un modelo hidráulico reducido de un estribo corto y vertical; ejecución de ensayos en el modelo; análisis de resultados y planteamiento de conclusiones y recomendaciones.

02 ANTECEDENTES

Socavación local al pie de estribos de puentes

El mecanismo básico que provoca la socavación local al pie de estribos de puentes es la formación de dos tipos de vórtices en sus bases (figura 1). Dichos vórtices es el resultado de una acumulación de agua en la cara aguas arriba del obstáculo y una subsecuente aceleración del flujo alrededor del estribo. La acción del vórtice remueve material sólido del lecho del río de alrededor de la base del estribo (Guevara 2003).

La tasa de arrastre de sedimento fuera de la región de la base es mayor que aquella que introduce sedimentos a dicha zona y, consecuentemente, se desarrolla un foso de socavación. Mientras la profundidad de dicho foso se incrementa, la fuerza del vórtice horizontal disminuye, reduciendo de este modo el transporte de material sólido desde la zona del foso (figura 1).

Se forman dos fosas una en el pie del estribo (remolino horizontal) y otra aguas abajo (remolino vertical). Las fórmulas se refieren a la fosa del pie del estribo, que es más severa, ver figura 1.

La magnitud de la socavación depende de que tan fuerte sea el cambio de sección.

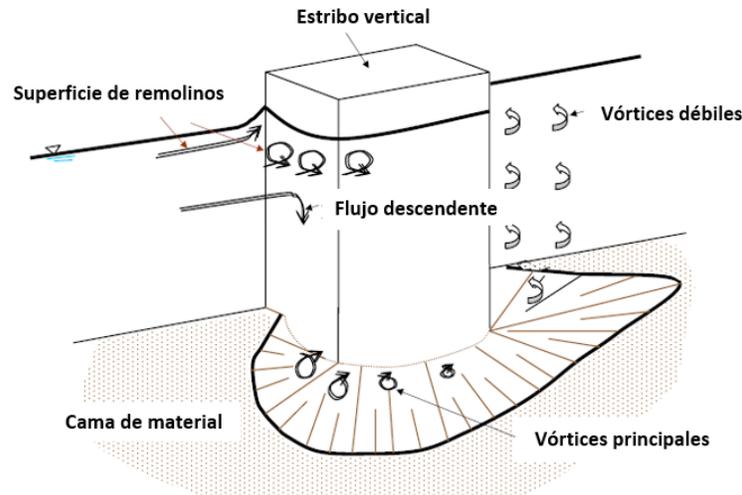


Figura 1.- Representación esquemática de la socavación al pie de un estribo.

Fuente: (Guevara 2003).

Factores principales que afectan a la magnitud de la socavación local en estribos de puentes

La principal dificultad en obtener un adecuado método para predecir la profundidad de socavación, es el gran número de variables que afectan la socavación de estribos.

Melville (1992), enlista los siguientes factores que contribuyen a la profundidad de la socavación local (d_s).

$$d_s = f(\rho, \nu, V, y, G, g, d_{50}, \sigma_g, \rho_s, V_c, L, Sh, Al, t) \quad (1)$$

Donde ρ y ν son la densidad del fluido y la viscosidad cinemática; V es la velocidad; y es la profundidad del flujo; G es el parámetro que describe los efectos de la sección transversal del canal; g es la aceleración de la gravedad; d_{50} y σ_g el tamaño medio y la desviación estándar geométrica del tamaño de la partícula respectivamente; ρ_s es la densidad del sedimento; V_c es la velocidad crítica del sedimento; L es la longitud del estribo; Sh y Al son los parámetros que describen el perfil y el alineamiento del estribo respectivamente; t es el tiempo, y f denota "función de".

Descripción de los factores y de algunas relaciones entre ellos, que afectan a la magnitud de la socavación al pie de estribos.

Intensidad del Flujo (V/V_c), en condiciones de aguas claras la profundidad de erosión local aumenta linealmente con la velocidad hasta su máximo. Como la velocidad excede la velocidad máxima la profundidad de la socavación local primero decrece y crece de nuevo a un pico menor que la velocidad inicial (Melville 1992).

Flujo Superficial (y/L), para profundidades del fluido comparadas con la longitud del estribo, la profundidad de la socavación se incrementa proporcionalmente con la longitud del estribo y es independiente a la profundidad del flujo. Para determinar las profundidades del flujo, debe considerarse que la profundidad de la socavación depende de la profundidad del flujo y de la longitud del estribo. Un aumento en la profundidad de flujo puede aumentar la profundidad de socavación por un factor de 2 o mayor. En los estribos el incremento es de 1.01 a 2.15 dependiendo de su forma.

Rugosidad del sedimento (L/d_{50}), para sedimentos uniformes, la profundidad de la socavación generalmente no se ve afectada por la rugosidad del sedimento a menos que el tamaño del sedimento sea relativamente grande Melville 1992).

No uniformidad del sedimento (σ_g), el pico máximo de la profundidad de socavación reduce enormemente con el incremento de la no uniformidad del sedimento, debido a que las fracciones más gruesas del sedimento permanecen en el foso de erosión protegiendo la cama del foso de socavación.

Forma del estribo (Sh), la profundidad de socavación depende de la obstrucción del flujo impuesta por el estribo. Generalmente, los de pared vertical, tienden a desarrollar más profundos fosos de socavación, que los estribos aerodinámicos (estribos con pendiente al cauce). Para estribos más largos Melville (1992), reconoció que los efectos de la forma son menos importantes.

Alineamiento del estribo (Al), las profundidades de socavación en un punto aguas arriba del estribo son más grandes que las de aguas abajo de los estribos, porque los estribos aguas abajo son más aerodinámicos. Para estribos cortos Melville (1992), reconoció que los efectos de asimetría del estribo son menos importantes.

Geometría del canal (G), para estribos que se extienden a través de la zona de inundación dentro del canal principal, las profundidades de socavación tienden a ser menores que para los estribos largos situados en un canal rectangular. La razón es que el total del flujo desviado por el estribo es reducido debido a la poca profundidad del flujo en el canal.

Tiempo (t), la profundidad de la socavación incrementa con el tiempo y el tiempo requerido para alcanzar el equilibrio de la profundidad de socavación decrece con el incremento de la intensidad del flujo. Bajo condiciones de socavación “agua clara”, la profundidad de socavación se desarrolla asintóticamente hacia el equilibrio de la profundidad de socavación. Bajo condiciones de “lecho vivo” el equilibrio de la profundidad es alcanzado más rápidamente y entonces oscila debido a la propagación de las formas de la cama por las que pasa el estribo del puente. (Melville and Coleman 2000).

Socavación

Socavación es la medida de la profundización local del fondo o lecho de un cauce. A la socavación se le atribuye la falla o colapso de muchos puentes. Su estudio es relativamente nuevo. A continuación, se presenta la formulación desarrollada por Liu et al. (1961).

Los problemas de erosión en estribos como causa del fallo de puentes, son probablemente tan numerosos como los problemas de erosión de pilas. Los dos fenómenos son semejantes, por ejemplo, en cuanto al sistema de vórtice y en cuanto a las propiedades del régimen de agua clara y de lecho vivo. La máxima erosión se produce en la cara de aguas arriba, donde confluye la corriente orientada hacia el vano del puente, con la corriente que viene bordeando el terraplén.

Los estribos con taludes de tierras, dan lugar a erosiones menores que los estribos con muros de contención verticales, por lo que aquellos son siempre preferibles. La longitud de penetración del estribo en el río (llanura y cauce) influye considerablemente en la magnitud de la erosión. Cuanto mayor es el caudal “interceptado” por el estribo, mayor es la corriente que lo bordea y mayor la erosión local. El caudal interceptado no es sólo función de la longitud L del estribo, sino de las profundidades relativas de cauce y llanuras, pero en la expresión más utilizada para la erosión final de equilibrio se usa sólo la longitud L del estribo (m).

$$e = kL^{0.40}y_1^{0.60}Fr_1^{0.33} \quad (2)$$

En esta fórmula (llamada de Liu), e es la profundidad de socavación, y_1 es el tirante, Fr_1 Número de Froude del flujo; y k es un coeficiente de forma que vale 1,10 para talud o derrame y 2,15 para contornos verticales y estribos cortos (para y_1 aproximadamente igual a L).

Descripción de la instalación utilizada.

La instalación en la que se construyó el modelo es un canal de arenas, ver figura 2, de sección rectangular, de fondo plano, de 16,50 m de largo, 2,00 m de ancho y 0,60 m de profundidad. El suministro del agua al canal se realiza a través de dos tuberías, una de 8” y otra de 6” de diámetro, controladas a través de válvulas de compuerta de igual diámetro y alimentadas desde un tanque elevado de carga constante, que a su vez es servido por dos bombas, una de 30 HP y otra de 20 HP; desde la cisterna de almacenamiento, ubicada abajo de dicho tanque.

Instrumentación. Medición de la profundidad de socavación

Las mediciones de la profundidad del foso de socavación se efectuaron con un limnómetro (viajero, móvil) de punta, con aproximación de $\pm 0,10$ mm, montado en una barra tubular, graduada, de aluminio que se apoya sobre dos bases graduadas, paralelas al flujo y niveladas, ver figura 2.

Medición del gasto

El gasto se midió con un vertedor de pared delgada tipo Rehbock, de 0,20 m de carga máxima y 2 m de ancho, cubriendo el rango de gastos requeridos. El vertedor se colocó en el extremo final del canal de arenas.

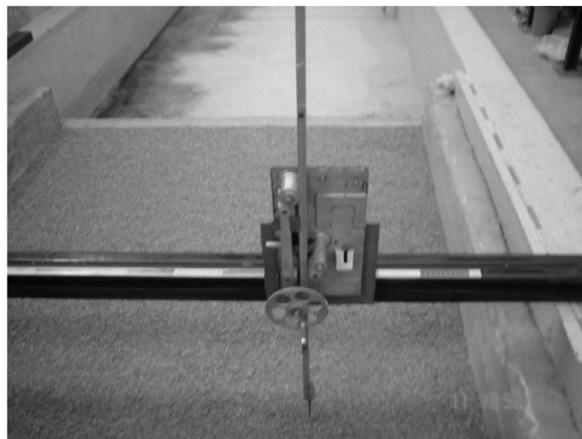


Figura 2. Limnómetro viajero, para medir la profundidad de socavación.

Medición del tirante y la carga de agua sobre el vertedor

El tirante y la carga de agua sobre el vertedor se midieron con un limnómetro de gancho, con aproximación a 0,10 mm, colocado en la pared izquierda del canal de arenas y dentro de un depósito de acrílico transparente conectado con orificios al flujo del canal.

Medición de la velocidad

Para medir la velocidad, se utilizó un velocímetro electrónico digital de mini hélice de 1 cm de diámetro.

03 EL MODELO

El modelo hidráulico se instaló en el canal de arenas, figuras 3 a 5, y la dimensión del ancho del canal a utilizar se determinó con base en el rango de gasto disponibles y en la velocidad crítica de inicio del movimiento del material (arena gruesa), que formó el lecho del cauce. De acuerdo con el procedimiento siguiente: determinación del rango de gastos disponibles (calibración de las válvulas de suministro), determinación de la granulometría del material del fondo, determinación de la velocidad crítica de inicio del movimiento del material del fondo y obtención del ancho del canal, en la zona de experimentación (Fragoso et al. 2016).

Determinación del rango de gastos disponibles

Para obtener el rango del gasto disponible en la instalación donde se construyó el modelo, se requirió calibrar las válvulas de admisión, lo cual consistió en una serie de actividades para conocer el gasto que pueden suministrar las válvulas, para diferentes aperturas. Finalmente, se obtuvo que el rango de gastos fue: $Q_{\text{máx}}=64,5$ L/s y $Q_{\text{mín}}=6,5$ L/s; para la primera etapa de ensayos, pues en la segunda etapa, después de una rehabilitación del equipo de bombeo, se alcanzó un $Q_{\text{máx}}=135,2$ L/s y el mismo $Q_{\text{mín}}=6,5$ L/s, dividiendo al proyecto en estas dos etapas.

Determinación de la granulometría del material del fondo

La granulometría del material seleccionado para representar el fondo erosionable, se determinó mediante un análisis mecánico.

Los diámetros característicos obtenidos son:

$$D_{90} = 4,190 \text{ mm}$$

$$D_{70} = 2,896 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 2,120 \text{ mm}$$

Su peso específico relativo seco es de:

$$\gamma' = 1,302$$

Determinación de la velocidad crítica o de inicio de movimiento del material del fondo

La velocidad crítica o de inicio de movimiento del material del fondo, se obtuvo experimentalmente en un canal de pendiente variable, resultando una velocidad de inicio de movimiento de 0,28 m/s.

Obtención del ancho del canal, en la zona de experimentación

El ancho del canal para el modelo, que proporcionó aproximadamente la velocidad crítica de inicio del movimiento y que no produjera efectos de escala y fenómenos perturbadores ocasionados por el rebote de la estela del agua en la pared del canal, se determinó considerando: el gasto máximo disponible, para la etapa 1, la velocidad crítica promedio de inicio del movimiento (obtenida previamente), tirante máximo ($d = 20$ cm) y a la ecuación de continuidad. Se obtuvo un ancho de 1,5 m.

Escala del modelo

Generalmente la selección de escalas lineales, se realiza buscando que el modelo resulte lo más grande posible, siempre y cuando lo permita el presupuesto, el espacio, el tiempo, la instrumentación, las rugosidades a reproducir, así como la alimentación de agua; y que el efecto de escala sea lo más reducido posible. Por lo anterior se seleccionó la escala de longitudes, EL, de 1:20,

que es la mayor escala recomendada, (Vergara 1993); para este tipo de estudios en modelos sin distorsión.

Ahora bien, como la socavación al pie de estribos es un fenómeno de flujo a superficie libre, las fuerzas que predominan en él son: las fuerzas de inercia y de gravedad, por lo que las demás escalas se obtuvieron aplicando el Criterio de Similitud de Froude, resultando las siguientes escalas de utilidad en el estudio:

$$E_L = 20 ; E_V = 4,472 ; E_T = 4,472 \text{ y } E_Q = 1778,85$$

Siendo estas las escalas de líneas, de velocidades, de tiempos y la de gastos.

La geometría y dimensiones del estribo del tipo estudiado, que se utilizó en el modelo, se elaboró de madera tratada, de pared vertical, cuyas dimensiones y geometría se muestran en la figura 3. Estas dimensiones se eligieron en función del ancho del canal, considerando, de manera conservadora, que es la mayor permisible para evitar efectos de escala y fenómenos perturbadores ocasionados por el rebote de las estelas del agua en la pared del canal.

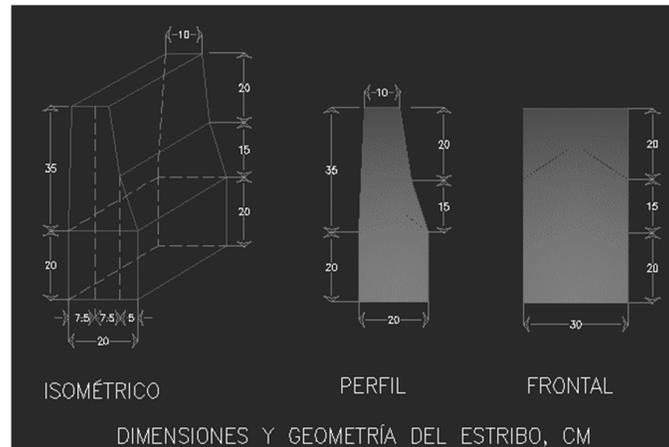


Figura 3. Geometría y dimensiones del estribo.

Calibración del modelo

Esta consistió en verificar que el equipo de bombeo y la instalación en que se estudió el modelo, estuviese en condiciones de proporcionar el flujo de agua requerido para los ensayos, en un rango de gastos comprendido entre 6,5 a 135,5 L/s y además se determinó el tiempo de duración de los ensayos, de forma tal, que se pudiera determinar la profundidad de socavación máxima al pie del estribo, solo con “lecho vivo” (velocidades medias mayores a la velocidad crítica), en el modelo.

Primero se efectuó la calibración de las dos válvulas, con las que se controlaba la alimentación de agua al modelo, de 6” y 8” de diámetro, y se verificó que el vertedor rectangular, de pared delgada, tipo Rehbock, previamente calibrado en el laboratorio cumpliera con la ecuación 3.

$$Q = 1,85(H)^{3/2} \quad (3)$$

Enseguida se determinó el tiempo de duración de los ensayos, para lo cual fue necesario realizar cuatro ensayos de calibración, con el estribo original y el gasto de agua máximo disponible, que en la primera etapa, como ya se presentó, fue de 64,5 L/s y diferentes tiempos (10, 20, 30 y 40 minutos) alternados estos en cada ensayo, (Fragoso et al. 2016).

El tiempo de 30 minutos fue el más adecuado, pues con más tiempo (40 minutos), se llegó al fondo del canal (pérdida total del material erosionable del modelo).

Metodología de los ensayos

La metodología para la ejecución de cada uno de los ensayos fue la siguiente:

- Colocar y asegurar la verticalidad del estribo en la margen izquierda del canal y en el centro de la zona de socavación.
- Nivelar mediante una regla de madera, el lecho erosionable.
- Cerrar completamente la válvula de desfogue del canal.
- Llenar lentamente el canal, evitando el movimiento del material del lecho, hasta un tirante de 35 cm, nivel de la cresta del vertedor.
- Establecer el gasto de ensayo mediante la operación de las válvulas de admisión, dando la apertura requerida para proporcionar el caudal del ensayo a cada una de las dos válvulas.
- Una vez establecido el gasto del ensayo, se establece el tirante del ensayo en forma gradual.
- Al llegar al nivel del tirante de ensayo, se inicia la cuenta del tiempo de duración del ensayo (30 minutos).
- Durante la duración del ensayo, efectuar lecturas del tirante y de velocidad del flujo a los 5, 15 y 29 minutos, toma de fotografías, toma de vídeos y toma de notas de observaciones de importancia.
- Al finalizar el tiempo de ensayo, cerrar inmediatamente las válvulas de alimentación y parar el funcionamiento del equipo de bombeo.
- Vaciar lentamente el canal, evitando el movimiento del material del lecho, mediante una apertura gradual de la válvula de desfogue.
- Esperar 30 minutos después de vaciar el canal, con el fin de que la zona de experimentación quede libre de agua.
- Una vez completamente libre de agua la zona de experimentación, se procede a medir la máxima profundidad de socavación con el limnómetro de punta viajero, ver figura 2.

Ensayos

Una cuestión importante es la del número total de ensayos. Es evidente de que cuantas más pruebas adecuadas se realicen, mayor será la precisión de las conclusiones a las que se llegue y de las leyes matemáticas que se obtengan. Así que se eligió un número que fuera representativo utilizando al máximo los recursos disponibles.

Se efectuaron 53 ensayos; 37 con duración de 30 minutos y 16 con duración de 60 minutos; estos últimos corresponden a la segunda etapa, donde al estribo se le instaló un alerón a 20° aguas arriba, mismo que redujo significativamente la profundidad de socavación y permitió un mayor tiempo de duración de los ensayos.

Los ensayos se realizaron en dos etapas con tres series la primera y una serie la segunda.

Primera etapa, serie 1

Se realizaron 7 ensayos (ver figura 4 y tabla 1). En esta serie, se probó el estribo original (sin alerones), los ensayos se efectuaron con el objeto de conocer la magnitud de la profundidad de socavación al variar el flujo (tirante, velocidad, gasto, número de Froude). Presentando profundidades de socavación máxima en prototipo desde 2,6 hasta 3,2 m.



Figura 4. Estribo original después del ensayo 5 serie1, con gran profundidad de socavación.

Tabla 1. Ensayos con estribo original.

Ensayo No.	Profundidad del flujo "d" en m	Velocidad media "V" m/s	Número de Fr del flujo	Profundidad socavación "ds" en m
1	4,05	2,68	0,425	2,94
2	4,07	2,68	0,426	3,23
3	4,25	2,72	0,420	2,87
4	4,23	2,68	0,416	2,83
5	4,27	2,72	0,423	3,00
6	4,26	2,68	0,414	2,73
7	4,26	2,68	0,414	2,93

Serie 2

En esta serie se realizaron otros 7 ensayos con el estribo original con alerones a 45° con respecto al eje del canal. Presentando una profundidad de socavación máxima en prototipo de 1,91 a 2,32 m. Es decir, se reduce la socavación que presentó el estribo original en un 27,5 % (ver figura 5 y tabla 2).



Figura 5. Vista del estribo con alerones a 45° y el limnómetro móvil.

Tabla 2. Serie 2. Ensayos con estribo con alerones a 45°.

Ensayo	Profundidad del flujo "d" (m)	Velocidad media "V" (m/s)	Número de Fr del flujo	Profundidad socavación "ds" (m)
1	4,62	2,77	0,41	2,22
2	4,61	2,73	0,40	1,91
3	4,02	2,73	0,44	2,32
4	4,01	2,68	0,43	2,24
5	4,02	2,77	0,44	2,29
6	4,20	2,73	0,43	2,30
7	4,61	2,68	0,41	2,18

Serie 3

En esta serie se realizaron 7 ensayos con el mismo estribo, pero con alerones a 30° con respecto al eje del canal. La profundidad de socavación máxima se redujo en un 85% de la máxima de la serie 1, por presentar profundidades de socavación máxima en prototipo de 0,31 a 0,46 m (ver tabla 3).

Tabla 3. Serie 3. Ensayos con estribo con alerones a 30°.

Ensayo	Profundidad del flujo "d" (m)	Velocidad media "V" (m/s)	Número de Fr del flujo	Profundidad socavación "ds" (m)
1	4,13	2,77	0,435	0,33
2	4,31	2,99	0,462	0,46
3	3,71	2,50	0,413	0,27
4	3,60	2,54	0,428	0,31
5	3,57	2,59	0,434	0,31
6	3,57	2,54	0,432	0,21
7	3,66	2,68	0,444	0,37
8	3,62	2,54	0,429	0,32
9	3,71	2,50	0,411	0,36

Etapa 2. Serie 4

En esta etapa se realizaron 16 ensayos, en que al estribo solo se puso un alerón a 20° aguas arriba del mismo, la profundidad de socavación máxima vario de 0,04 a 0,46 m (ver tabla 4 y figura 6).



Figura 6. Vista del canal después del ensayo 16, con estribo con alerón a 20°.

Tabla 4. Serie 4 con estribo y un alerón (aguas arriba) a 20°.

Ensayo	Profundidad del flujo "d" en m	Tiempo (min)	Velocidad media "V" (m/s)	Número de Fr del flujo	Profundidad socavación "ds" (m)
1	2,96	30	2,68	0,498	0,04
2	3,06	60	2,77	0,506	0,04
3	3,26	30	3,13	0,553	0,08
4	3,26	60	3,13	0,553	0,08
5	3,40	30	3,30	0,573	0,12
6	3,40	60	3,30	0,573	0,12
7	3,46	30	3,48	0,598	0,14
8	3,46	60	3,48	0,598	0,14
9	3,50	30	3,57	0,618	0,18
10	3,62	60	3,62	0,618	0,18
11	3,62	30	3,62	0,600	0,26
12	3,68	60	3,66	0,607	0,26
13	3,70	30	3,71	0,610	0,46
14	3,72	60	3,71	0,616	0,46
15	3,72	30	3,75	0,617	0,46
16	3,72	60	3,76	0,622	0,46

Es importante mencionar, que el objetivo del primer ensayo de esta serie, fue determinar sus efectos en la reducción de la profundidad de socavación máxima, puesto que presentó, condiciones hidrodinámicas similares a las 3 series anteriores, de la etapa 1 y en especial en la que se utilizó el estribo original (serie 1), que tuvieron valores de números de Froude de 0,41 a 0,46 y así determinar su influencia en la reducción de la profundidad de socavación máxima.

Por otro lado, un segundo objetivo de esta serie, fue determinar el comportamiento de la profundidad de socavación máxima, con respecto al número de Froude con valores mayores a 0,5. Un tercer objetivo, de esta serie, fue verificar si se había alcanzado la profundidad de socavación de equilibrio a los 30 minutos de duración del ensayo, por lo que se realizaron ensayos con las mismas condiciones hidrodinámicas y un tiempo de duración de 60 minutos, mismo que se pudo probar, ya que el estribo con un alerón a 20° aguas arriba, reduce la socavación significativamente, permitiendo tiempos de ensayos mayores a 30 minutos; observándose que efectivamente, la profundidad de socavación resultó la misma, pues ya se había alcanzado la profundidad de socavación de equilibrio.

04 EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS

Los resultados obtenidos en este proyecto fueron altamente satisfactorios, pues en la serie uno, ensayo 1, con el estribo original, la profundidad de socavación máxima bajo estas condiciones de flujo, presentó profundidades de socavación en prototipo desde 2,73 hasta 3,23 m (ver tabla 1 y figura 4).

En la serie 2, se probó el mismo estribo, pero con alerones laterales a 45°, la profundidad de socavación obtenida varió de 1,91 a 2,32 m. Lo que representa alrededor del 72 % de la profundidad de socavación máxima que presentó el estribo original, es decir redujo la profundidad de socavación del estribo original en un 28 % (ver tabla 2 y figura 5).

En la serie 3, con el estribo y alerones a 30°, la profundidad máxima de socavación del estribo original se redujo aproximadamente en un 85 %, pues presentó profundidades de socavación de 0,21 a 0,46 m (ver tabla 3).

En la serie de ensayos 4, se probó el mismo estribo pero con un alerón a 20° (aguas arriba), la profundidad de socavación máxima obtenida varió de 0,04 a 0,46 m (en prototipo). Del primer ensayo, con un $Fr=0,5$ que presentó una profundidad de socavación máxima de 0,04 m en prototipo, lo cual representa 1,23 % de la profundidad de socavación máxima generada por el estribo original (3,23 m), es decir la profundidad de socavación máxima se redujo en un 98,7 % (ver tablas 1 y 4 y figura 7).

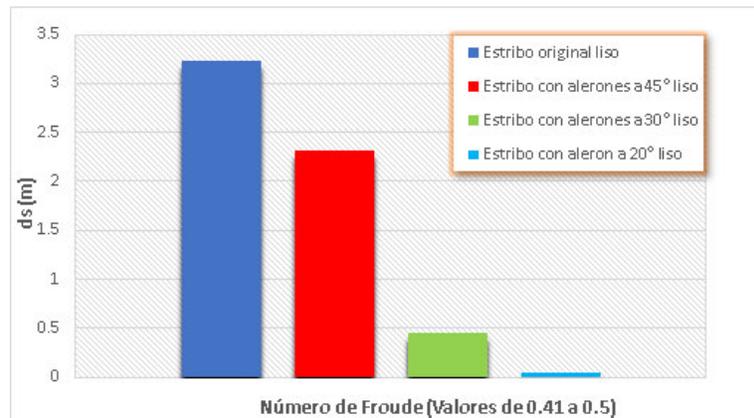


Figura 7. Profundidad de socavación máxima (dsm) de prototipo, que generaron los estribos.

En los ensayos restantes se fue incrementando el valor del número de Froude del flujo, presentando éste un valor de 0,50 a 0,622, la profundidad de socavación máxima en prototipo presentó valores de $ds= 0,04$ a $0,45$ m, de lo que se puede decir, que resultaron profundidades de socavación bajas o moderadas para velocidades medias del flujo de 2,68 a 3,76 m/s.

Los ensayos pares de esta serie 4, se realizaron con las mismas condiciones hidráulicas del ensayo anterior, pero con un tiempo de duración de 60 minutos, para probar si se alcanzaba en 30 minutos la profundidad de socavación de equilibrio, lo cual se comprobó, pues la profundidad de socavación fue la misma que se obtuvo en los ensayos ones, de 30 minutos de duración

05 CONCLUSIONES

Del desarrollo de los ensayos y su análisis, se derivan las conclusiones que aquí se presentan.

Con el estribo con alerón a 45° , se reduce la profundidad de socavación máxima que presentó la serie 1 en un 28 %.

Con el estribo con alerón a 30° , la profundidad de socavación máxima que presento la serie 1, se reduce en un 85%.

Con el estribo original con un alerón a 20° (aguas arriba), la profundidad de socavación máxima obtenida en la serie 1, se reduce en un 98 % (ver tablas 1 y 4 y figura 7). Es decir, se cumple la hipótesis de partida.

Con el estribo con un alerón a 20° , aguas arriba, se alcanzó la profundidad de socavación máxima de equilibrio en 30 minutos; y se obtuvieron valores de profundidades de socavación máximas moderadas en prototipo (de 0,04 m a 0,46 m) con números de Froude del flujo, de 0,50 a 0,62; y velocidades medias desde 2,68 a 3,76 m/s, (ver tabla 4).

RECONOCIMIENTO

Este trabajo se realizó en el Laboratorio de Ingeniería hidráulica de la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Adolfo López Mateos y fue financiado por la Secretaría de Investigación y Posgrado, del Instituto Politécnico Nacional de México.

06 REFERENCIAS

- Ettema R., Yoon B., Nakato T. and Muste M.** (2004). "A review of scour condition and scour estimation difficulties for bridge abutments". *KSCE Journal of Civil Engineering*, vol. 8 no. 6, pp 643-650, ISSN 1976-3808.
- Fragoso S. L., Ruiz y Z. F. J. R., Viguera, M. L. P., Rosales, F. G. V. y Teoyotl F. J. C.** (2016). "Socavación al pie de estribos cortos de puentes en ríos". Reporte final de investigación, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Unidad Zacatenco, Número de registro 20151284, Secretaría de Investigación y Posgrado, del Instituto Politécnico Nacional de México.
- Guevara A.** (2003). "Socavación en puentes". Facultad de Ingeniería, Editorial Universidad del Cauca, Pp. 255-270, ISBN 978-958-590-354-8. Popayán, Colombia.
- Liu H.K., Chang F.M. and Skinner M.M.** (1961) "Effect of bridge constriction on scour and back water", Civil Engineering Report, Colorado State University, USA.
- Melville B.W.** (1992). "Local scour at Bridge Abutments", Paper and discussion, *Journal of Hydraulic Engineering*; vol. 118, issue 4, pp. 615-631, ISSN 1943-7900; ASCE, USA.
- Melville B.W.** (1995). "Bridge Abutments scour in compound channels". *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 121, issue 12, pp. 863-868, ISSN 1943-7900; ASCE, USA.
- Melville B.W. and Coleman S.E.** (2000). "Bridge Scour". USA/Canada. Water Resources Publications, LLC. Pp. 550, ISBN 1887-201-18-1. Highland Ranch, Colorado, USA.
- Vergara S.** (1993). "Técnicas de Modelación en Hidráulica". Editorial Alfa Omega, pp. 163 y 164; ISBN 968-6223-76-2. Ciudad de México, México.

CONFLICTO DE INTERESES

Los autores no declaran conflictos de intereses.

CONTRIBUCIÓN DE LOS AUTORES

Lucio Fragoso Sandoval

<https://orcid.org/0009-0005-5092-9066>

Realizó la dirección del proyecto de investigación, participó en el análisis de resultados, en la redacción del informe final, y en la formulación de las conclusiones.

Jaime Roberto Ruiz y Zurvia Flores <https://orcid.org/0009-0005-0676-4858>

Trabajó en la planeación y desarrollo de la investigación, en el procesamiento de datos haciendo contribuciones en su análisis e interpretación y en la redacción final.

Gisela Vania Rosales Fuentes <https://orcid.org/0009-0007-5920-7101>

Participó en la búsqueda de información bibliográfica, en el desarrollo de los ensayos, en las mediciones realizadas en el modelo, en su procesamiento y análisis, además en la redacción final