



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

Presas vertedoras con descarga escalonada

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Mariana Blas Canchola

DIRECTOR DE TESIS

M.I. Óscar José Vega y Roldán



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2019



Agradecimientos

La culminación de esta etapa en mi vida da inicio a otra, en este trabajo quiero agradecer a cada persona que ayudo a mi formación a lo largo de mi carrera y que me permitió cumplir mi sueño de concluir satisfactoriamente mis estudios.

En primer lugar quisiera agradecer al M.I. Óscar Vega Roldán, mi director de tesis, quien me apoyó de manera personal e institucional para llevar a cabo este trabajo, quiero agradecer el tiempo y espacio que me dio para aclarar mis dudas y ayudarme a poder dar el último paso.

Gracias a mi universidad, gracias por haberme permitido formarme en ella, gracias por todos los recursos que me brindo y sin lugar a duda todos los recuerdos que me deja, gracias a todas las personas que fueron partícipes de este proceso, ya sea de manera directa o indirecta, a mis profesores quienes me compartieron sus conocimientos para hacer de mí una profesional, gracias por su esfuerzo y dedicación a cada uno de ellos.

Gracias a mis padres, Felipe y Norma, que fueron mis mayores motores durante este proceso; a mi padre por todo su apoyo que me ha brindado durante estos 23 años, siempre buscando que me supere y que logré mis metas, le doy gracias porque él es un claro ejemplo de que para superarse no hay más que trabajar para ello, a mi madre le doy las gracias porque siempre ha estado a mi lado en las buenas y en las malas, ayudándome hasta su alcance y dedicando su vida a la familia.

La vida sin lugar a duda no es fácil, pero he contado con el apoyo y amor incondicional de mis abuelas María de la Luz y Concepción, quienes siempre cada día me enseñan algo nuevo, gracias por poder vivir y disfrutar la vida a su lado, gracias por creer en mí, con tan increíbles personas a mi lado es imposible tirar la toalla, ya que ellas son un claro ejemplo de que hay que trabajar duro para alcanzar lo que uno quiere.

También quiero dedicar este trabajo a una persona muy especial, un hombre dedicado y luchador, una admirable persona que entregó todo por los que ama, ese es mi abuelo; y durante el desarrollo y la realización de esta tesis, él fue un pilar muy importante, tanto en inspiración como en fuerza para cada día despertarme con ganas de alcanzar el éxito y luchar por cada uno de mis metas, sueños y anhelos. Gracias abuelo Carlos en donde quiera que estés, espero que estés orgulloso de mi.

Por ultimo quiero agradecer a cada uno de mis amigos que me acompañaron en la carrera, a mis amigos más cercanos que siempre han estado presentes, en especial a Melanie, Yanin, Belén, José Manuel, Daniela, Sergio y Manuel.



*Donde no falta voluntad
siempre hay un camino*

J.R.R. Tolkien



TEMARIO

Introducción.....	1
Capítulo I Antecedentes.....	4
I.1 Panorama histórico	4
I.2 Tipología de presas	12
Capítulo II Importancia de los vertedores como Obras de Excedencias.....	17
II.1 Elementos de un vertedor.....	18
II.2 Tipos de vertedores	21
Capítulo III Presa vertedora con descarga en rápida	28
III.1 Descripción	28
III.2 Comportamiento hidráulico	29
III.3 Diseño hidráulico Métodos USBR y WES.....	31
III.4 Metodología de diseño. Ejemplo de una presa vertedora de descarga en rápida.....	34
Capítulo IV Presa vertedora con descarga escalonada	45
IV.1 Descripción.....	45
IV.2 Comportamiento hidráulico.....	48
IV.3 Umbral de cambio de flujo en cascada a rasante.....	58
IV.4 Cavitación y aireación	59
IV.5 Metodología de diseño. Ejemplo de cálculo de una presa vertedora con descarga escalonada.....	63
Capítulo V Análisis comparativo y conclusiones	72



Índice de Figuras

Figura 1.1	a) Restos de la presa Sadd el-Kaffara, Egipto; b) Presa de Tibi, España.....	5
Figura 1.2	Presa De Mist Kraal terminada, Sudáfrica 1986.....	11
Figura 1.3	Presa las Blancas, Tamaulipas, CNA.....	11
Figura 1.4	Sección típica de una presa de materiales sueltos.....	14
Figura 1.5	Ejemplos de diferentes presas	16
Figura 2.1	Esquema de los elementos de un vertedor.	18
Figura 2.2	Elementos de un vertedor, Presa de Agostítlan, Michoacán,.....	20
Figura 2.3	Vertedor de servicio y auxiliar de la presa Netzahualcóyotl, Chiapas, CNA.	21
Figura 2.4	Vertedor de caída libre de la Presa Derivadora Pabellón, Ags., CNA.....	22
Figura 2.5	Plano del vertedor de descarga libre de la Presa Derivadora Pabellón, Ags., CNA.....	22
Figura 2.6	Túneles vertedores de la Presa Infiernillo, Mich., CNA.....	23
Figura 2.7	Plano del Túnel de descarga en Presa El Infiernillo, Mich., CNA.	23
Figura 2.8	Vertedor con caída en rápida de la Presa El Niagara, Ags., CNA.	24
Figura 2.9	Plano del vertedor con caída en rápida de la Presa El Niagara, Ags., CNA.	24
Figura 2.10	Vertedor de embudo de la Presa Chihuahua, Chih., CNA.....	25
Figura 2.11	Plano del vertedor de embudo de la Presa Chihuahua, Chih., CNA.....	25
Figura 2.12	Vertedor en abanico de la Presa Mocúzari, Son., CNA.....	26
Figura 2.13	Plano del vertedor en abanico de la Presa Mocúzari, Son., CNA.....	26
Figura 2.14	Vertedor del canal lateral de la Presa José Antonio Alzate, México, CNA.....	27
Figura 2.15	Plano del vertedor de canal lateral de la Presa José Antonio Alzate, México, CNA.....	27
Figura 3.1	Vertedor de pared delgada.	28
Figura 3.2	Ejes coordenadas.....	29
Figura 3.3	Valores de k para el diseño del perfil.....	30
Figura 3.4	Valores de n para el diseño del perfil.....	30
Figura 3.5	Trazo del perfil aguas arriba de la cresta del cimacio.....	31
Figura 3.6	Constantes para el diseño del sector aguas arriba del perfil de acuerdo al USBR,	32
Figura 3.7	Formas estándar de vertedores WES.	33
Figura 3.8	Vista de la presa “El Realito”, Estado de Guanajuato, CNA.	34
Figura 3.9	Dibujo de perfila guas arriba del vertedor.	35
Figura 4.1.	Ejemplos de presas de CCR con vertedores escalonados	47
Figura 4.2	Tipos de flujo en un vertedor escalonado,	48
Figura 4.3	Sub régimen NA1.....	49
Figura 4.4	Sub régimen NA2.....	49
Figura 4.5	Sub régimen NA3.....	50
Figura 4.6	Salto hidráulico en un escalón.	51
Figura 4.7	Flujo de transición.....	53
Figura 4.8	Regiones de flujo a lo largo en el vertedor escalonado.	55



Figura 4.9 Sub régimen SK1.	56
Figura 5.10 Sub régimen SK2.	56
Figura 4.11 Sub régimen SK3.	57
Figura 4.12 Inicio del flujo rasante,.....	58
Figura 4.13 Formación de cavitación por efecto de la rugosidad local,.....	60
Figura 5.14 Causas frecuentes de erosión por cavitación asociadas a la rugosidad local. ..	60

Índice de Tablas y Graficas

Gráfica 1.1 Presas por entidad federativa, Arreguín et al, 2013.....	9
Gráfica 1.2 Tipos de cortina, Arreguín et al, 2013.....	9
Gráfica 1.3 Distribución de grandes presas por secciones geográficas, ICOLD, 2007.....	10
Tabla 3.1 Datos de Presa “El Realito”	34
Tabla 3.2 Coordenadas de Perfil cuadrante aguas arriba.....	35
Tabla 3.3 Coordenadas del perfil aguas abajo	37
Gráfica 3.1 Perfil del cimacio.....	37
Tabla 3.4 Coordenadas del vertedor	38
Gráfica 3.2 Diseño del vertedor.....	38
Tabla 4.1 Ejemplos de aplicación de presas vertedoras con descarga escalonada.	46
Tabla 4.2 Características hidráulicas en flujo en cascada.....	66
Tabla 4.3 Características hidráulicas en flujo rasante	69



Introducción

El agua es un elemento fundamental para la subsistencia del hombre, los animales y plantas. Durante mucho tiempo se pensó que el agua era un recurso infinito, pero con el paso del tiempo y con el crecimiento acelerado de la población, las necesidades del ser humano aumentaron; una solución para satisfacer la demanda de agua fue la construcción de embalses superficiales con el fin de controlar la desigualdad de la precipitación en el tiempo. De esta manera, las presas juegan un papel muy importante, producen grandes beneficios como el control de avenidas con la consecuente protección a vidas que se podrían perder debido a inundaciones, permite satisfacer las necesidades del consumo humano como las requeridas por la agricultura y la generación de energía eléctrica.

Las presas son obras de infraestructura que se construyen con el objetivo de almacenar volúmenes de agua durante épocas de lluvia y utilizarlos en épocas de estiaje, así como para regular los escurrimientos de las grandes avenidas, como fuente de aprovechamiento en México para el riego agrícola y la generación de electricidad. Las presas son impulsoras del desarrollo nacional, de la creación de empleo, del crecimiento de la industria y de la producción de alimentos que demanda el pueblo mexicano. Sin embargo, hoy en día también se ha cuestionado la construcción de estas obras, debido a los impactos medioambientales negativos que se derivan de su construcción. Existen también, por supuesto, múltiples beneficios socioeconómicos, que son, en definitiva, las razones por las que finalmente se ejecutan estos proyectos.

En la medida que se tenga un mayor conocimiento de los impactos y beneficios de las presas, seremos capaces de poder diseñar y construir las presas que se requieran para el desarrollo futuro del país, proponiendo e instrumentando medidas de mitigación social y ambiental adecuadas.

El diseño hidráulico y construcción de una presa tiene un objetivo claro, satisfacer una necesidad y desarrollo económico a partir del almacenamiento de agua; para que esto suceda es necesario realizar una serie de estudios previos, e los que la selección del lugar y el tipo de presa deben ser cuidadosamente considerados, sólo en casos muy particulares se llega a presentar que sólo exista una sola solución del diseño de una presa para un sitio, antes de la selección definitiva de las características de una presa, se tienen diseños preliminares de diferentes tipos de presas, pero solo se llevará a cabo aquel que sea el más adecuado y económico. Uno de los estudios previos a la construcción de una presa es el estudio hidrológico, el cual permite conocer el volumen de agua que puede llevar una corriente superficial para el cual será diseñada la presa; también se requiere de un estudio topográfico del sitio donde su ubicaría la presa, un levantamiento topográfico para conocer el perfil de la boquilla. Otro aspecto, es el análisis de la geología del sitio, que nos permite conocer a detalle el área donde se desea construir y sus características más aprovechables o bien cómo resolver el problema de encontrar un tratamiento adecuado.



Una presa de almacenamiento se encuentra compuesta por obras auxiliares, de manera muy general, las obras son las siguientes:

- Obra de desvío: Permite desviar la corriente del río para permitir la colocación de la cortina.
- Obra de toma: Su función es extraer el agua del vaso de almacenamiento en forma controlada para satisfacer una o varias demandas.
- Obra de control: Dan paso a las grandes avenidas de manera controlada para así garantizar la seguridad de las poblaciones aguas abajo.
- Obra de excedencias: Su objetivo es descargar el agua que exceda la capacidad de la presa sin causar daños a esta.

Las obras de control y de excedencia son estructuras muy importantes dentro del conjunto de estructuras que conforman una presa (ya sea una presa de almacenamiento o de derivación) y es por ello que en el presente trabajo se muestra la comparación entre el diseño de una presa vertedora con descarga en rápida y una presa vertedora escalonada. Partiendo de la propuesta de datos para el diseño en ambos casos y su comparación para ver las ventajas o desventajas que tiene el diseño de un vertedor escalonado y ver como esta obra de excedencias desaloja el volumen excedente de agua, el cual no es aprovechado dentro del almacenamiento. Dado que en el tema de diseño de los vertedores escalonados no se cuenta con grandes avances en cuanto al conocimiento del comportamiento hidráulico de esta estructura se busca brindar las bases para el diseño de estas obras de excedencias y ver si es conveniente el diseño de una presa de gravedad con un vertedor escalonado.

El diseño de un vertedor depende de un conjunto de factores técnico – económicos, por ejemplo de las condiciones topográficas, de la cimentación, del tipo de presa, permeabilidad y resistencia del suelo, posibilidades de erosión en la zona de la descarga, de la disponibilidad de materiales de construcción a emplear y de la adaptación de la estructura de control, su localización y tamaño de la estructura. Estas condiciones influyen en el tipo de vertedor que se diseñará. Existen diferentes tipos de vertedores, pero las presas vertedoras de concreto han sido del tipo con descarga en rápida.

Las presas vertedoras escalonadas no son empleadas frecuentemente, es por ello que se plantea hacer una comparación entre el funcionamiento de estos dos tipos de vertedores. Varios autores han estudiado la forma del perfil de un vertedor de excedencias, publicando diversas aproximaciones para predecir el perfil de la superficie del agua y la distribución de las presiones, donde se debe verificar que las presiones sobre la cresta del cimacio o en la rápida no sean negativas ya que el flujo del agua puede provocar daños a las paredes del conducto, sea por erosión o por cavitación, que es la generación de muchísimas pequeñas cavidades en el material debido a la liberación de energía de las burbujas de vapor que se producen dentro del flujo cuando baja mucho la presión.

Los problemas de cavitación en vertedores han sido tema de estudio. Fue Nelson L. de Sousa Pinto (Quíroz, 2013) uno de los primeros investigadores en desarrollar sus modelos y prototipos para medir la demanda de aire y llegó a la conclusión que los aireadores, estructuras encargadas de introducir aire artificialmente al flujo, pueden impedir que se



genere la cavitación en un vertedor. Como alternativas están la integración de rampas, un escalón o su combinación, teniendo como una alternativa la secuencia de escalones sobre la rápida. A esta configuración se le conoce como vertedores escalonados. Las presas de gravedad con presencia de los escalones aumentan de manera considerable la disipación de energía, permitiendo reducir las dimensiones de las estructuras disipadoras (González y Chanson, 2007) como son los tanques de amortiguamiento y las cubetas deflectoras; en algunos casos no es necesario considerarlas.

Uno de los principales autores que ha contribuido al análisis y diseño de este tipo de vertedores es Hubert Chanson, profesor de Ingeniería Civil, especialista en el área de Ingeniería Hidráulica y Mecánica de Fluidos Ambientales de la Universidad de Queensland, Australia, quien se ha dedicado a la investigación del diseño de estructuras hidráulicas de cascadas escalonadas; este tipo de vertedores escalonados presentan una auto-aireación y disminuye la probabilidad de que se presente cavitación. Además de las propiedades hidráulicas, se tienen otros avances en los procesos constructivos, como es la técnica CCR (Concreto Compactado por Rodillo), que hace que el costo de la obra de excedencias se reduzca; además de que el proceso constructivo se vuelve menos complicado. En las últimas dos décadas se ha realizado mucha investigación en el funcionamiento hidráulico de los vertedores escalonados, principalmente mediante modelos físicos en laboratorio, poniéndolos a prueba a escalas reducidas.



Capítulo I Antecedentes

1.1 Panorama histórico

Dada la necesidad del hombre por construir estructuras que le permitiera represar arroyos y ríos para almacenar agua con objetivo de regar sus tierras durante el periodo de estiaje, surgieron las primeras obras hidráulicas, haciendo uso de un sistema tradicional que consistía en la colocación manual de piedras para formar un muro en el cauce de la corriente, para obligar al agua a desviarse y ser conducida a un canal previamente construido y poder regar las parcelas, situadas aguas abajo, aprovechando la fuerza de la gravedad. Fue la presa sin lugar a dudas, uno de los elementos principales en el manejo del agua para las actividades agrícolas y ganaderas.

En el mundo, la primera estructura de la que se tiene noticia fue construida en Egipto, hace más de 4000 años a. C., tierra y piedra. No se conocen las dimensiones exactas de esta presa; existen evidencias, en ruinas, de otras presas de esa época, que tenían un ancho cuatro veces mayor que su altura. Un milenio después aparece la presa Jawa en Jordania, una presa de gran longitud construida alrededor de 3000 a. C. en lo que fue Mesopotamia pero la presa más antigua realmente conocida es la presa Sadd el-Kaffara (ver Figura 2.1 a) construida en Egipto, aproximadamente en 2600 a. C.; de esta presa existen algunos restos; consistía en una zona central rellena con material suelto (contenía más de 100,000 toneladas de grava y piedra), y tenía una cubierta de piedra caliza para resistir la erosión. Se esperó que esta presa abasteciera de agua a las localidades para el riego. Después de diez años de construcción, la presa de tierra y enrocamiento tenía 11 metros de alto, 105 metros de largo, con una base de 80 metros. Desafortunadamente, falló probablemente debido a un diseño deficiente y la falta de un vertedor, la presa fue arrastrada durante una fuerte lluvia y nunca fue reparada o completada. (J.Schnitter, 1994).

Otra obra construida para conducir el agua en los primeros grupos de asentamientos humanos fue la presa Kofini en Grecia, que se construyó en el año 1260 a. C. (Valencia E., 2013). Los romanos por igual desarrollaron avances en ingeniería hidráulica, construyendo presas durante el apogeo de su imperio. Además de la gran red de acueductos, los romanos construyeron una gran cantidad de presas de gravedad, sobre todo las presas de Subiaco, que se construyeron alrededor del año 60 d. C. Las presas de Subiaco eran una serie de tres presas de gravedad en el río Aniene en Subiaco, Italia, la más grande tenía 50 metros de altura y tenía el honor de ser la presa más alta del mundo hasta su destrucción en 1305. Los romanos también construyeron la primera presa de arco del mundo en la provincia romana de Gallia Narbonensis, hoy en día el sudoeste de Francia. Los romanos además fueron responsables de la construcción de las primeras presas de contrafuertes del mundo, aunque tendían a fallar debido a su construcción demasiado delgada. Un tercio de todas las presas en la Península Ibérica fueron diques de contrafuertes. Las culturas asiáticas también contribuyeron a la ingeniería de presas. En el año 400 a. C., los asiáticos ya habían construido presas de terraplenes de tierra para almacenar agua. Japón e India también contribuyeron a la ingeniería de presas temprana, con mucho éxito. De hecho, cinco de las diez presas más antiguas que todavía se usan están ubicadas en estos dos países.



Durante la Edad Media, la construcción de presas se detuvo, durante este tiempo no se realizaron grandes contribuciones a la ingeniería de presas y la mayoría de las presas construidas en Europa, donde las precipitaciones eran abundantes y regulares, eran estructuras modestas. En los años posteriores comenzó a desarrollarse de manera más compleja y con mayor detalle la construcción de presas en muchas partes de Europa, se empezó a desarrollar la mampostería como forma de construcción de las presas en España en el siglo XV, ejemplo de este desarrollo está la presa Tibi (ver Figura 2.1 b) con una altura de 46 m y una longitud de la corona de 65 m que se terminó de construir en el año de 1594. El embalse tenía una capacidad de entre 4 y 5,4 millones de metros cúbicos (la mayor de los embalses de la época). No fue sino hasta la década de 1850, cuando el profesor de Ingeniería Civil William John Macquorn Rankine en la Universidad de Glasgow demostró una mejor comprensión de la estabilidad de la tierra y el rendimiento estructural, que la ingeniería de presas mejoró. Sus trabajos de investigación contribuyeron científicamente en las ramas de la geología, hidrología, resultando en una mejor comprensión de la ingeniería de presas. Con sus aportaciones le siguió un grupo importante de estructuras de mampostería.



Figura 1.1 a) Restos de la presa Sadd el-Kaffara, Egipto; b) Presa de Tibi, España

Recuperado de <https://structurae.net/structures/sadd-el-kafara-dam/> <https://www.iagua.es/data/infraestructuras/presas/tibi>

Los ingenieros británicos y franceses realizaron importantes avances en el diseño de presas de concreto entre 1853 y 1910. Durante este tiempo, la comprensión de la relación entre el peso preciso y el perfil de las presas de gravedad y el empuje horizontal del agua aumentó ampliamente. La primera presa de tipo de gravedad, construida en los tiempos modernos, fue la presa Bouzey en Francia en 1895, se trataba de una presa de 14 metros de altura sobre el cauce y una longitud de 520 m, que lamentablemente falló y de ahí surgió la necesidad de realizar más estudios teóricos y experimentales para resolver las dudas sobre el diseño y cálculo de las presas en el mundo (Diez-Cascón y Bueno, 2001).

Las presas más grandes y complejas del mundo se construyeron durante el siglo XX, debido a la ingeniería y los avances tecnológicos. Además de abastecer agua y controlar las grandes avenidas para impedir inundaciones, las presas modernas a menudo se construyen para proporcionar energía hidroeléctrica. La Presa Hoover, una presa de gravedad de arco construida en el Cañón Negro del Río Colorado en 1936, es un excelente ejemplo de los principales avances en la ingeniería de presas; es una de las más grandes del mundo y ha sido



declarada Monumento Histórico Nacional y calificada por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles como una de las siete maravillas de la Ingeniería Civil moderna de los Estados Unidos. La presa Hoover es una de las obras de ingeniería más importantes del siglo XX. Con una longitud de 380 metros, una altura de 220 metros y un ancho de 200 metros en su base que dio origen al Lago Mead.

Por otro lado, las obras hidráulicas desarrolladas en Mesoamérica en la época prehispánica, son una muestra de cómo los habitantes de esa época, enfrentaron con éxito las condiciones ambientales y supieron aprovechar los recursos hídricos disponibles, implementando soluciones técnicas de carácter ingenieril, con el uso de instrumentos hechos de madera, piedra, incluso antes del surgimiento de las famosas civilizaciones como la olmeca, la teotihuacana, la maya y la mexicana (Rojas, Martínez y Murillo, 2009),

En México, la presa más antigua encontrada hasta el momento es el Purrón, una presa de tierra cerca de San José Tilapa al sureste del valle de Tehuacán, a 260 km de la Ciudad de México (J.Schnitter, 1994). La presa construida por cuatro etapas a partir del año 700 a. C., medía 18 metros de altura, más de 400 metros de largo con una capacidad de almacenamiento de 1.4 millones de metros cúbicos de agua, tuvo el objetivo de contener el agua de un arroyo. El canal de Santa María en Purrón, permitió a los ingenieros conducir las corrientes de agua hacia el vaso de la presa. De acuerdo con Teresa Rojas, al igual que en el Valle de Tehuacán, existió el sistema de riego de Monte Albán-Xococotlan, y se piensa que su construcción inicio en el año 150 a. C. Este sistema regaba cincuenta hectáreas localizadas al pie de la ciudad de Monte Albán; el sistema estaba compuesto de una presa con embalse conectada a un canal de dos kilómetros que conducía el agua a las tierras de cultivo (Rojas et al., 2009).

Diseñadas para resistir mayor presión hidráulica, las presas de mampostería y piedra fueron elementos importantes en el manejo del agua para riego, muestra con claridad las obras hidráulicas destinadas al uso y manejo del agua en distintas partes de Mesoamérica. La mayor parte de las presas construidas en México hasta finales del siglo XIX, fueron obras privadas, para el riego de grandes haciendas. Al el término de la Revolución Mexicana y promulgada la Constitución en 1917, se crea, en 1926 por el presidente Calles, la Comisión Nacional de Irrigación (CNI). La Comisión se encontró ante dos grandes obstáculos a vencer: la falta de datos sobre el escurrimiento de los ríos que intentaban aprovechar y la falta de personal especializado con experiencia en el diseño y la construcción de obras de irrigación. En México se vio la ausencia de gente experimentada y con ayuda de ingenieros extranjeros especializados en presas y en irrigación es como se pudo dar la capacitación y formación de ingenieros mexicanos que más tarde destacaron por su creación de una ingeniería brillante y con reconocimiento internacional (Arreguín, Herrera, Marengo, Paz, 1999).

La primera obra proyectada con fines agrícolas por la CNI fue la presa Plutarco Elías Calles, que dio origen al Distrito de Riego Núm. 1, Presidente Calles. La presa de tipo arco-gravedad de 64 m de altura se terminó de construir en 1931 y su propósito fue el riego para el beneficio de 3 400 hectáreas en el estado central de Aguascalientes.



El primer desafío que tuvieron los ingenieros mexicanos fue el proyecto y construcción de lo que se llamó “Las Tres Grandes Presas”, diseñadas totalmente por ingenieros mexicanos y construida por ingenieros mexicanos, estas obras fueron:

La presa Lázaro Cárdenas (el Palmito), de 95 m de altura, en el río Nazas, en el estado de Durango, construida de tierra compactada y enrocamiento que se terminó de construir en 1946.

La presa Marte R. Gómez (el Azúcar) de 47 m de altura, terminada en 1946, sobre el río San Juan, consiste en una cortina de tierra limosa compactada y enrocamiento, con una capacidad de almacenamiento de 2 mil 400 millones de metros cúbicos.

La presa la Angostura, de arco de gravedad y altura de 91 metros. Terminada en 1942 sobre el río Bavispe, Sonora. Aparte de esas presas de almacenamiento, se diseñaron y construyeron muchas otras durante la existencia de la CNI, 136 grandes presas fueron construidas con una capacidad conjunta de 11 mil 160 millones de metros cúbicos.

En 1937 el presidente Cárdenas crea la Comisión Federal de Electricidad, que en la actualidad ha continuado su labor en el sector y que ha construido más de 30 presas, muchas de estas son de gran relevancia no solo por su función para alimentar importantes plantas hidroeléctricas. Una de ellas es la presa el Infiernillo que se sitúa sobre el río Balsas, en los municipios de Arteaga, la Huacana y Churumuco del Estado de Michoacán y en el municipio de Coahuayutla del Estado de Guerrero. Es un embalse que inicio su operación desde el 15 de junio de 1964, para generar energía eléctrica y riego. Esta presa dejó las bases en muchos sentidos para la construcción de grandes presas debido a los acontecimientos en los que se ha encontrado, fue la única presa grande que ha resistido un sismo como el del 85 de 8.1 grados en la escala de Richter, sin presentar ninguna falla importante (Valencia, 2013).

En 1964, también se construyeron las presas la Venta, en Guerrero y el Novillo, en Sonora. En Chiapas, la presa Nezahualcóyotl mejor conocida como Malpaso se terminó de construir en 1964. Tiene una longitud de 160 km, un ancho máximo de 75 km con una capacidad de 12,373 hm³ y una cortina de 138 metros de altura. Se encuentra ubicada sobre el río Grijalva, cerca de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez.

Una década después se termina de construir la presa Belisario Domínguez mejor conocida como la Angostura, alimentada por el Río Grijalva con una cortina de 147 metros de altura. Fue terminada en 1974 y tiene una capacidad de 19, 736 hm³ para la generación de energía eléctrica.

De 1977 a 1980 fue construida la presa Chicoasén , la más alta de todo el continente americano, que se encuentra sobre el río Grijalva, a la salida del Cañón del Sumidero, a 80 km aguas abajo de la presa la Angostura y a 55 km aguas arriba de la presa Malpaso. Forma parte del sistema de aprovechamiento hidroeléctrico del propio río, la cortina de 265 m de altura es una de las más altas a nivel mundial aloja ocho unidades turbogeneradoras de 300 MW de capacidad cada una ofreciendo una capacidad de 2 400 MW. Esta central forma parte



del complejo de cuatro plantas hidroeléctricas del Alto Grijalva (Malpaso, la Angostura, Chicoasén y Peñitas, por orden de construcción). Peñitas, en Chiapas se construyó en 1987.

El Caracol en el estado de Guerrero se construyó en 1988, localizada justo sobre un profundo cañón de la Sierra de Teloloapan, sobre el río Balsas. El vaso mide 50 kilómetros de largo y cuenta con una cortina de 126 metros de elevación.

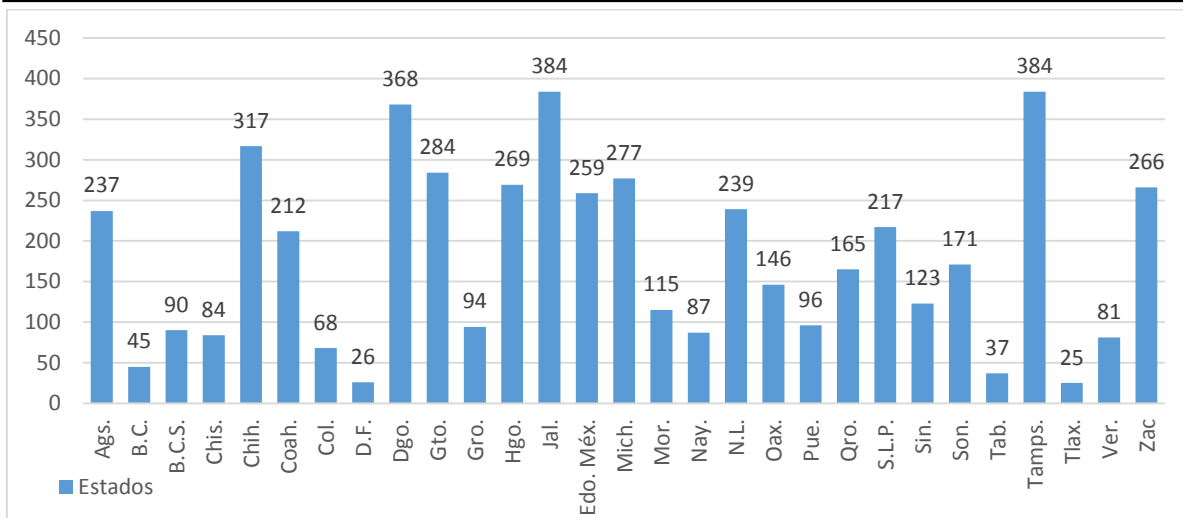
Aguamilpa en el estado de Nayarit, a 45 km al noroeste de Tepic conformada por una altura de 187 metros, es una de las más altas de América Latina, construida por la Comisión Federal de Electricidad y por la empresa ICA, se terminó en 1994. Fue una presa admirada por su diseño en cuanto a las presas de enrocamiento con cara de concreto por varios años.

En 1995 se termina de construir la presa de Zimapán, localizada en los límites de los estados de Hidalgo y Querétaro, cuya finalidad principal es la generación de energía eléctrica, aprovechando el potencial del río Moctezuma. Tiene una cortina de arco de 220 metros de altura. Su caída de agua, de 603 metros, es la más pronunciada y de mejor aprovechamiento hidroeléctrico en el país, y su túnel de conducción, con 21 km. de longitud para aprovechamiento hidroeléctrico.

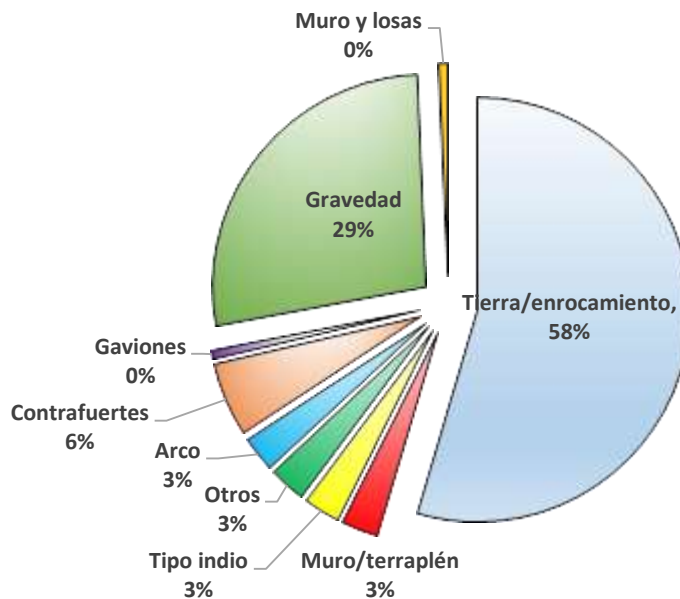
Otras presa que tienen grandes aportaciones a la ingeniería de presas son el Cajón, ubicada en el municipio de Santa María del Oro y la Yesca, en el estado de Nayarit, que aprovecha el potencial del río Grande de Santiago. Se inició la construcción de la presa hidroeléctrica en marzo de 2003 y concluyó en 2007, tiene la capacidad de generar 750 MW. Consiste en una cortina de enrocamiento con cara de concreto, de 188 m de altura desde su desplante.

Las presas en México han tenido gran impulso, en este apartado se mencionaron algunas de las principales presas. En el Anexo 3 se encuentra un mapa con las principales presas de México y su ubicación.

Existen más de 5 mil presas y bordos en México, algunos de los cuales se clasifican como grandes presas, de acuerdo con la definición de la Comisión Internacional de Grandes Presas (Conagua, 2013). La distribución por estados se muestra en la gráfica 1.1, donde los estados con mayor cantidad de presas son Jalisco y Tamaulipas, sobre todo para usos agropecuarios, mientras que los estados de Campeche, Yucatán y Quintana Roo, no tienen presas debido a que al carecer de ríos por sus condiciones geológicas e hidrológicas no es posible construir las. Los principales tipos de cortinas que existen en nuestro territorio son de tierra, materiales graduados y enrocamiento en 58% de todas las obras (ver gráfica 1.2). El segundo gran grupo corresponde a las cortinas con sección de gravedad de mampostería o concreto, seguidas por las de contrafuertes o machones, también de estos materiales, con el 29 y 6%, respectivamente (Arreguín, Murillo y Marengo., 2013).

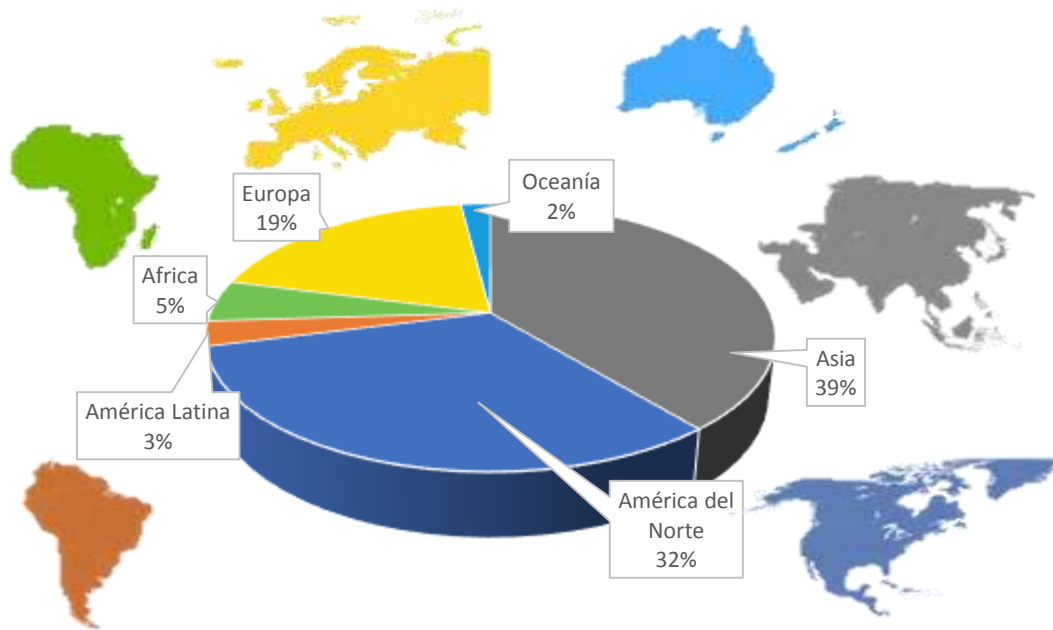


Gráfica 1.1 Presas por entidad federativa, Arreguín et al, 2013.



Gráfica 1.2 Tipos de cortina, Arreguín et al, 2013.

Existen en el mundo más de 100 000 presas, incluyendo 37 461 grandes presas que según la Comisión Internacional de Grandes presas (ICOLD, por sus siglas en inglés) son las que tienen más de 15 metros de altura, aunque también entran en esta categoría las que están entre 10 y 15 metros pero que cumplen con algunas de las siguientes condiciones: longitud de la cresta de 500 m por lo menos, descarga máxima de 2 000 m³/s o diseño inusual de la presa (Marengo, 1996). Según la ICOLD (2007) la distribución de grandes presas en el mundo por sectores geográficos se tiene como se muestra en el grafica 1.3, siendo el continente asiático con el mayor número de grandes presas con un 39%, seguido de América del Norte con un 32%



Gráfica 1.3 Distribución de grandes presas por secciones geográficas, ICOLD, 2007.

Por lo que se refiere a presas escalonadas en el mundo, se tiene referencias de este tipo de estructuras de hace 3300 años (Grecia, 1300 a. C. Túnez, 100 a. C. y Portugal, 300 d. C) (Chanson H. 1994 y 2001), uno de los ejemplos del uso de este tipo de cascadas escalonadas fue la presa Gilboa, una presa de mampostería en Estados Unidos en 1926, aunque esta presa los escalones tenían una inclinación. Los países que han implementado más este tipo de estructura son Estados Unidos, Reino Unido y Australia; en el mundo ha tomado impulso de nuevo gracias a las nuevos métodos constructivos como la implementación de la construcción de las cortinas de concreto compactado con rodillo, CCR, a partir de los años 80's , algunos de estos ejemplos son la presa De Mist Kraal (ver Figura 1.2) y Zaihoek, ambas construidas en Sudáfrica, 1986; la presa Monksville, Estados Unidos, 1987; presa Olivettes, Francia 1987 entre otros (Chanson H., 2001).

Este tipo de vertedor no es común, el caso más conocido de este tipo de vertedor en México es el que se encuentra sobre la presa Las Blancas (ver Figura 1.3) en el estado de Tamaulipas 1998.



Figura 1.2 Presa De Mist Kraal terminada, Sudáfrica 1986, recuperado de <http://www.rccdams.co.uk/dams/> .



Figura 1.3 Presa las Blancas, Tamaulipas, CNA.



1.2 Tipología de presas

Existen numerosos tipos de presas, desde su altura, sus funciones, pero la clasificación más común es de acuerdo a la forma de su estructura y los materiales empleados en su construcción

1.2.1 Clasificación según su uso

Existen varias clasificaciones de las presas, pueden clasificarse de acuerdo con la función que van a desempeñar, como almacenamiento, derivación y control de avenidas.

Presas de almacenamiento

Las presas de almacenamiento son obras de infraestructura que se construyen con objeto de retener el agua para su uso regulado en generación eléctrica, para el riego, abastecimiento a poblaciones, formando grandes vasos o lagunas artificiales. El país cuenta con presas de almacenamiento cuyo uso está destinado al riego de superficies agrícolas, dando así, la oportunidad de incrementar la productividad en esas zonas (SAP, 2018).

Presas de derivación

Las presas de derivación sirven para elevar el nivel del agua y permitir el paso del agua por medio de zanjas; canales laterales funcionando totalmente a gravedad u otros sistemas de riego; para poder conducir el agua proveniente de una corriente natural hacia un vaso de almacenamiento fuera del cauce natural de la corriente, para usos municipales o industriales. El almacenamiento de agua en una presa derivadora no es un objetivo.

Presas de control de avenidas

Las presas reguladoras sirven para atenuar las aguas pluviales, particularmente durante una tormenta o lluvias torrenciales. Las presas reguladoras se dividen en dos tipos; en uno de ellos, el agua se almacena temporalmente y se desaloja por una obra de toma de manera controlada con un gasto que no exceda de la capacidad del cauce aguas abajo. En el otro tipo, el agua se almacena tanto tiempo como sea posible y se deja infiltrar por el subsuelo o salir lentamente, la calidad del agua mejora puesto que los sedimentos y nutrientes excesivos que lleva el agua son depositados o absorbidos en la presa, las presas reguladoras a menudo se construyen para detener los sedimentos llamadas comúnmente como presas de arrastres (Herrera R., 1999). Un ejemplo del uso de este tipo de presas es el sistema de presas de la CDMX; que contienen el agua de lluvia y protege al drenaje. Existen alrededor de 62 presas reguladoras en el Valle de México para evitar inundaciones.



Presas de jales

Son estructuras de retención de sólidos sueltos y líquidos de desecho, producto de la explotación minera, los cuales son almacenados en vasos para su decantación. Por lo general son de menores dimensiones que las presas que retienen agua, pero en algunos casos corresponden a estructuras que contienen enormes volúmenes de estos materiales. Al igual que las presas hidráulicas tienen cortina (normalmente del mismo tipo de material), vertedor, y en vez de tener una obra de toma o bocatoma poseen un sistema para extraer los líquidos.

1.2.2 Clasificación según los materiales

La clasificación más común es mediante los materiales utilizados en los procedimientos de construcción que forman la estructura.

Presas de materiales sueltos

Este tipo de presas se construyen con materiales naturales, como gravas, rocas, arenas, limos o arcillas, los cuales no son sometidos a ningún proceso químico de transformación para su puesta en obra. La colocación de los materiales en obra se realiza mediante procedimientos de compactación propios de la mecánica de suelos.

Las presas de materiales sueltos en algunos casos son más económicas debido a que se puede utilizar los materiales procedentes de la excavación del vaso para la construcción de la cortina de la presa, reduciendo los costos de materiales y del transporte de estos a la obra. Otra ventaja de las presas de materiales sueltos es que pueden ser construidas sobre cualquier tipo de terreno, dado que no generan presiones excesivas sobre este y son más resistentes a su deformación.

El mecanismo resistente de cualquier presa de materiales sueltos es la resistencia de los materiales al esfuerzo cortante. Las presas de materiales sueltos poseen una sección transversal que se asemeja a un triángulo isósceles (ver Figura 1.4), contando ambos paramentos, el de aguas arriba y el de aguas abajo, con un ángulo de inclinación similar. El ángulo de inclinación de la cortina está sujeto a conseguir una estructura estable sin deslizamientos en los taludes de sus paramentos. Las presas de materiales sueltos no soportan ser sobrepasadas por una crecida.

Para el correcto funcionamiento de una presa de materiales sueltos es necesaria la incorporación de material impermeable, normalmente arcilla o un conglomerante hidráulico, en lugares estratégicos del cuerpo de esta, pues su función de almacenar agua la requiere. En la Figura 1.4 se muestra la sección típica de una presa de materiales sueltos.

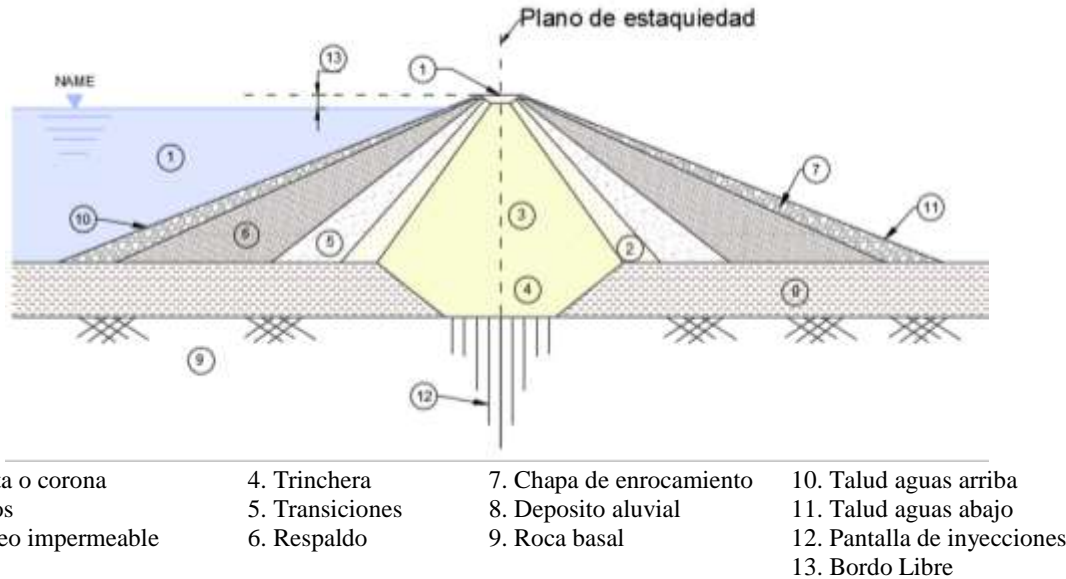


Figura 1.4 Sección típica de una presa de materiales sueltos.

Es precisamente la situación y distribución de la impermeabilización el hecho que determina los tres tipos diferentes de presas de materiales sueltos existentes: presas homogéneas, presas de núcleo y presas de pantalla, los cuales se explican en detalle a continuación:

a) Presas homogéneas

En este tipo de presa, se emplean en alturas pequeñas y medias (máximo 15 metros), en donde es necesario la implementación de distintos tipos de drenes, los cuales permiten el movimiento del agua filtrante para poder ser desalojada, como lo dice el nombre, la cortina se compone básicamente de un solo material el cual debe ser impermeable (arcillas, limos, arenas y gravas).

b) Presa de materiales graduados con núcleo impermeable.

Estas presas son las más frecuentes, poseen un núcleo en su parte interna compuesto generalmente con materiales arcillosos para hacerlo impermeable y se une con los respaldos a través de filtros o varias franjas con materiales de granulometría intermedia, denominados materiales de transición, los cuales cubren el núcleo y tienen funciones de filtraje y drenado. Los respaldos se forman de arena y grava, que se encuentran protegidos por una chapa de enrocamiento a fin de reducir el arrastre de finos a través del enrocamiento. Este tipo de presa se construye de todos los tamaños con una anchura de base entre 4 y 6 veces de su altura.

c) Presa de pantalla

Al igual que el caso anterior, estas presas están compuestas en su mayor parte por materiales permeables pero incorporan una “pantalla” impermeable que se apoya sobre el paramento de aguas arriba de la presa. Esta pantalla puede ser de: concreto (presas grandes, medianas y pequeñas), pantalla asfáltica (presas medianas y pequeñas) y pantalla plástica (presas pequeñas). Debajo de la pantalla impermeable se incorporan también uno o varios materiales de transición, así como una franja de material drenante en la base de la presa.



Presas de concreto

El concreto es el material resultante de la mezcla de cemento (u otro conglomerante) con materiales agregados (grava y arena) y agua. La principal característica estructural del concreto es que resiste muy bien los esfuerzos de compresión. Las presas de tipo gravedad, arco y contrafuerte están hechas de este material.

a) Presa de gravedad

Las presas de gravedad están hechas de concreto. La forma de una presa de gravedad se asemeja a un triángulo rectángulo, esto se debe a la distribución triangular de la presión del agua. En la superficie del embalse el agua no está ejerciendo presión sobre la presa pero en el fondo, está actuando la máxima presión. El principal mecanismo resistente de las presas de gravedad es, como su propio nombre indica, el peso del cuerpo de la propia presa; siendo el paramento de aguas arriba prácticamente vertical y el de aguas abajo de inclinación variable, que está en función de las necesidades resistentes de la infraestructura, pudiendo oscilar el ángulo de inclinación con la horizontal entre los 50 y 65°. La anchura de la base en una presa de gravedad suele ser del 75%-85% de la altura.

El peso de una presa de gravedad también provee a la estructura de la pertinente resistencia frente al volteo, al proporcionar el peso la principal fuerza estabilizadora de la presas, frente a la subpresión del agua acumulada bajo ésta y el empuje del agua del embalse.

b) Presa de arco

Se trata de un tipo de presas de estructura más ligera. Las presas en arco transmiten el empuje del agua hacia su cimentación y sus apoyos, denominados estribos, por lo que estos deben tener gran resistencia. Debido a que transfieren en forma muy concentrada la presión del agua al terreno natural, se requiere que éste sea de roca muy sana y resistente, que debe ser tratado antes de asentar en el la presa. Por lo general las presas de arco están hechas de concreto y son convenientes en casos en los que se tienen gargantas estrechas con estribos fuertes, es decir, son más adecuadas en localidades estrechas y rocosas. La mayoría de las veces la garganta tiene forma de V, aunque en algunos casos menos frecuentes, ésta tiene forma de U.

En ocasiones se presentan otros tipos de presas de arco, como: *Las presas arco-gravedad*. En este tipo de presas, es una combinación entre la presa de gravedad y la presas de arco, por lo que se trata de presas de eje curvo y sección transversal triangular de base menos ancha que las presas de gravedad, este caso surge por problemas de resistencia en los estribos, construyendo un cuerpo de presa menos esbelto de forma que el peso de la presa ayude a resistir los esfuerzos. *Presa de doble curvatura*: Estas poseen una sección transversal muy ligera de carácter curvo y un eje longitudinal también curvo, es decir, son presas de curvatura en la dirección longitudinal y transversal. También se conocen como presas en bóveda.



c) Presa de contrafuertes

Este tipo de presa está compuesta por una serie de contrafuertes (muros transversales) en el paramento de aguas abajo, los cuales sostienen un paramento vertical, en forma de muro. De esta forma, se consigue una estabilidad frente al desplazamiento y volteo similar a una presa de gravedad pero por medio de una cantidad menor de material. Además, este tipo de presa ve disminuida ampliamente la subpresión (debido a la esbeltez del cuerpo de la presa) con respecto a una presa de gravedad.

Por lo general, las presas de contrafuertes están hechas de concreto y sólo en ocasiones requieren estar reforzadas con varillas de acero (concreto reforzado). El contrafuerte puede ser hueco o sólido. En cuanto a las dimensiones, el ancho de la base es del orden de la altura de presa. Sin embargo, la complejidad de su forma, a diferencia de las presas de gravedad convencionales, hace que requieran una mayor cantidad de mano de obra.

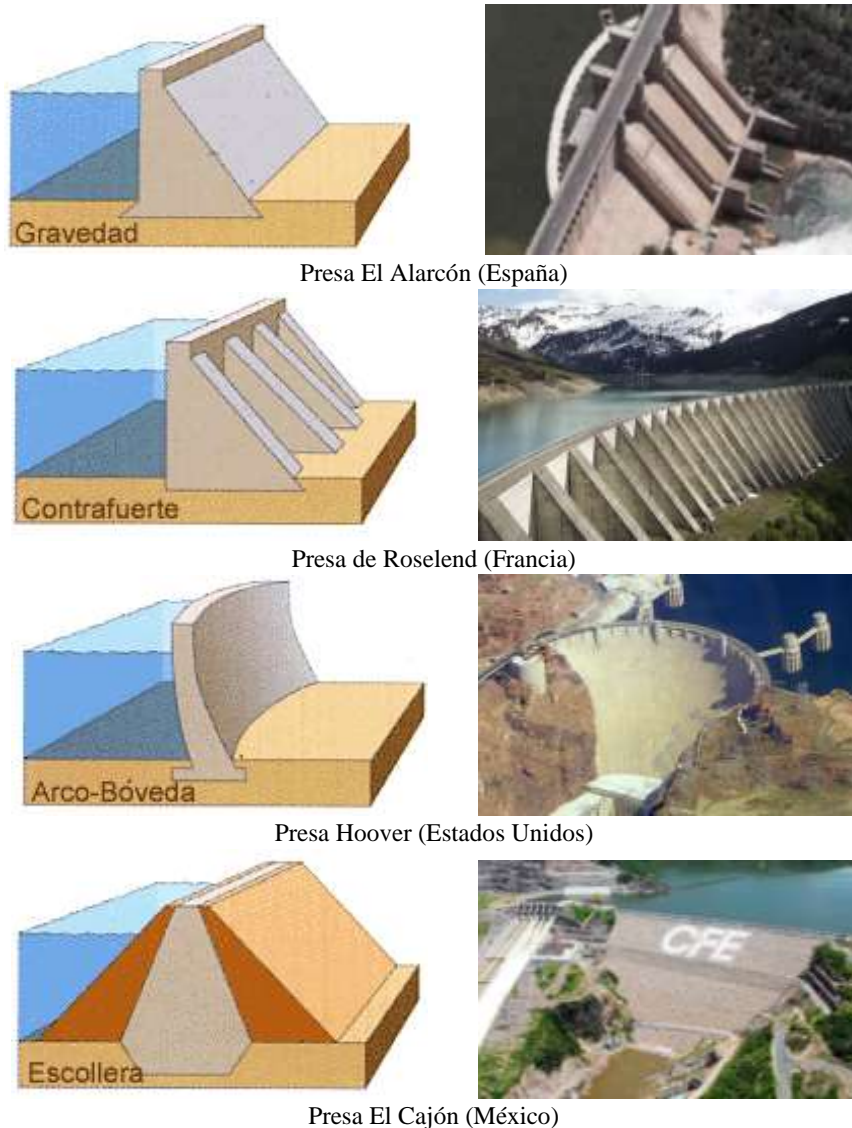


Figura 1.5 Ejemplos de diferentes presas, recuperado de <https://masqueingenieria.com>.



Capítulo II **Importancia de los vertedores como Obras de Excedencias**

Los vertedores de excedencias son estructuras que se encuentran dentro de la cortina principalmente cuando se trata de presas de concreto (presas de gravedad, arco y contrafuertes), mientras que en presas de materiales sueltos, el vertedor se encuentra fuera de la cortina. El vertedor es un componente que probablemente constituye una de las partes más importantes para regular los escurrimientos de las grandes avenidas. La función principal de los vertedores de excedencias en las presas de almacenamiento y en las presas derivadoras es dejar pasar el volumen excedente que ya no puede ser regulado o almacenado en el embalse, o que bien es conveniente desalojar para no poner en riesgo la estabilidad de la presa.

La importancia de la seguridad del vertedor no puede ser subestimada, muchos de los casos de falla en las presas se han debido a un mal diseño del vertedor o de capacidad insuficiente (Bureau of Reclamation, 1987) entonces la presa no cumplirá con su propósito, por otro lado, garantizar la seguridad de la estructura hidráulica, al no permitir la elevación del nivel aguas arriba, por encima del nivel máximo NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias). Si se permite que el nivel del agua rebase la estructura; en el caso de las presas de materiales sueltos, podrían ser destruidas, mientras que, en las presas de concreto pueden soportar un rebasamiento moderado.

Para diseñar una obra de excedencias se necesita determinar las avenidas con las que se pretenden trabajar, ya sea las que se presentan únicamente en condiciones extraordinarias, o las que se presentan con mayor frecuencia. Para determinar la avenida de diseño se requiere de información hidrológica, que consiste en registros de los escurrimientos o de la precipitación en el tiempo que se presentan en la cuenca en la que se pretende proyectar la infraestructura hidráulica, para conocer el gastos que drena hacia ese punto; para conseguirlo; se hace uso de hidrogramas y hietogramas del lugar.

La estimación de avenidas se realiza con base en un nivel de riesgo determinado, que se traduce en un periodo de retorno de diseño, que corresponde al recíproco de la probabilidad anual de que el evento de diseño pueda presentarse o ser excedido, el cual se relaciona con factores como la capacidad y altura de la presa, así como los requerimientos de evaluación de personas y daños potenciales aguas debajo de la obra (Marengo, 2000).

Un buen diseño hidráulico de un vertedor implica que tiene suficiente capacidad para desalojar el volumen de agua excedente además de estar bien localizado de tal manera que el agua no erosione ni socave el talón aguas debajo de la presa. La importancia de un diseño adecuado también tiene un impacto en los costos de construcción. Gran parte del costo de construcción de este tipo de presas se ve reflejado en la construcción de la cortina, más si se trata de una presa de concreto. Pero con frecuencia el costo del vertedor de amplia capacidad es sólo un poco mayor que el de uno que es muy pequeño.



Por otra parte, considerando que un vertedor constituye una de las estructuras más importantes dentro del conjunto de estructuras que conforman una presa; la frecuencia con la que es utilizado un vertedor está determinado por las características de escurrimiento de la cuenca, si se trata de una presa derivadora el uso será frecuente, por el contrario, si se trata de una presa de almacenamiento su uso no será tan frecuente, al menos que se presenten avenidas mayores a la esperada y se deba dejar verter para no poner en riesgo la estabilidad de la presa.

El presente trabajo se enfoca en dos tipos de vertedores que se pueden encontrar dentro de la presa de gravedad que son: la presa con descarga en rápida y la presa con descarga escalonada, para aportar ideas más claras sobre el análisis sobre el diseño de los dos tipos de vertedores de una presa de concreto, presentando las aplicaciones de dicha teoría al diseño hidráulico, incluyendo las consideraciones pertinentes que ameriten mención especial; considerando por un lado uno de los vertedores más utilizados en el diseño de presas en nuestro país y otro diseño de un tipo de vertedor que no es muy común y del cual se tiene poco conocimiento de su comportamiento.

II.1 Elementos de un vertedor

La obra de excedencias de una presa, usualmente llamada “el vertedor” se conforma por las siguientes estructuras: un canal de llamada, una sección vertedora, una transición, un canal de descarga, un dissipador de energía y un canal de salida (ver Figura 2.1 y 2.2)

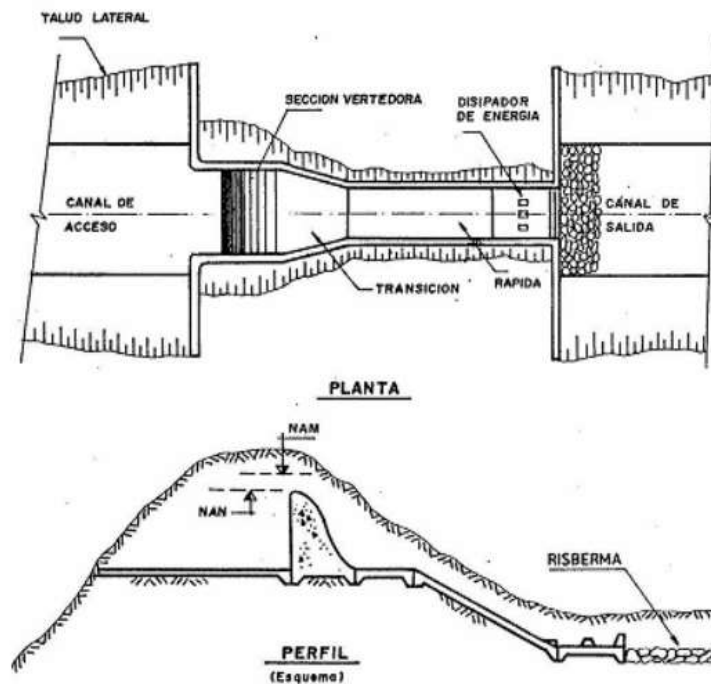


Figura 2.1 Esquema de los elementos de un vertedor. Arreguín, 2000.



a) Canal de llamada

La finalidad del canal de acceso o de llamada, es la de captar el agua de la presa y conducirla a la estructura vertedora. Este canal se excava desde un nivel poco inferior a la cresta vertedora. Las velocidades de entrada deberán limitarse, con el objetivo de disminuir las pérdidas de carga en el canal, y para uniformizar el gasto sobre la cresta vertedora. Su construcción es más frecuente en las presas de tierra y materiales graduados que en las de concreto, puesto que en las presas de concreto el vertedor se coloca frecuentemente sobre la cortina, mientras que en las presas de tierra no se coloca el vertedor sobre la cortina, sino en las laderas, lo que hace necesario la construcción de un canal para que el agua llegue al vertedor.

b) Sección vertedora

Una de las partes más importantes de un vertedor viene siendo la sección vertedora, porque regula las descargas del vaso de la presa. Esta estructura limita o evita las descargas cuando el nivel del agua en el vaso alcanza niveles mayores a los establecidos. Esta estructura debe ser de tal forma que cuando pase el gasto máximo, la superficie inferior del chorro, no se desprende de la superficie bajo el agua, para evitar que se formen vacíos entre el chorro y el. Las crestas vertedoras pueden ser libres o con control, siendo el primer caso el de mayor sencillez tanto en su construcción como en su operación.

c) Transición

Es una estructura que se utiliza para modificar de manera gradual la sección transversal, cuando se tiene que unir dos tramos con diferentes formas de sección transversal, pendiente o dirección, en este caso esta estructura se ubica entre el cimacio y la rápida con el objetivo de cambiar la forma o las dimensiones o ambas.

d) Canal de descarga

El canal de descarga es el elemento que se encarga de conducir el agua hacia el río aguas abajo de la presa, se encuentra entre la sección vertedora y el cauce del río o canal de salida. Su pendiente generalmente es fuerte, asegurando un régimen supercrítico para el flujo.

e) Estructura terminal o dissipador de energía

La estructura terminal tiene por objetivo disipar la energía cinética del agua, evitando posibles daños en las zonas de descarga, como erosiones del terreno natural, incluso la destrucción de la propia estructura. Estas estructuras se utilizan de tal manera que no ponga en riesgo la seguridad de la presa. Algunos de los dissipadores de energía más utilizados son deflectores, saltos de esquí, tanques amortiguadores o cualquier otra geometría que disipe la energía del agua.



f) Canal de salida

Es la prolongación del canal de descarga y se encarga de conducir el agua hasta el cauce del río o hasta sitios lejanos de la presa para evitar cualquier peligro de erosión, tiene la misma sección que el canal y su pendiente es muy pequeña o nula.

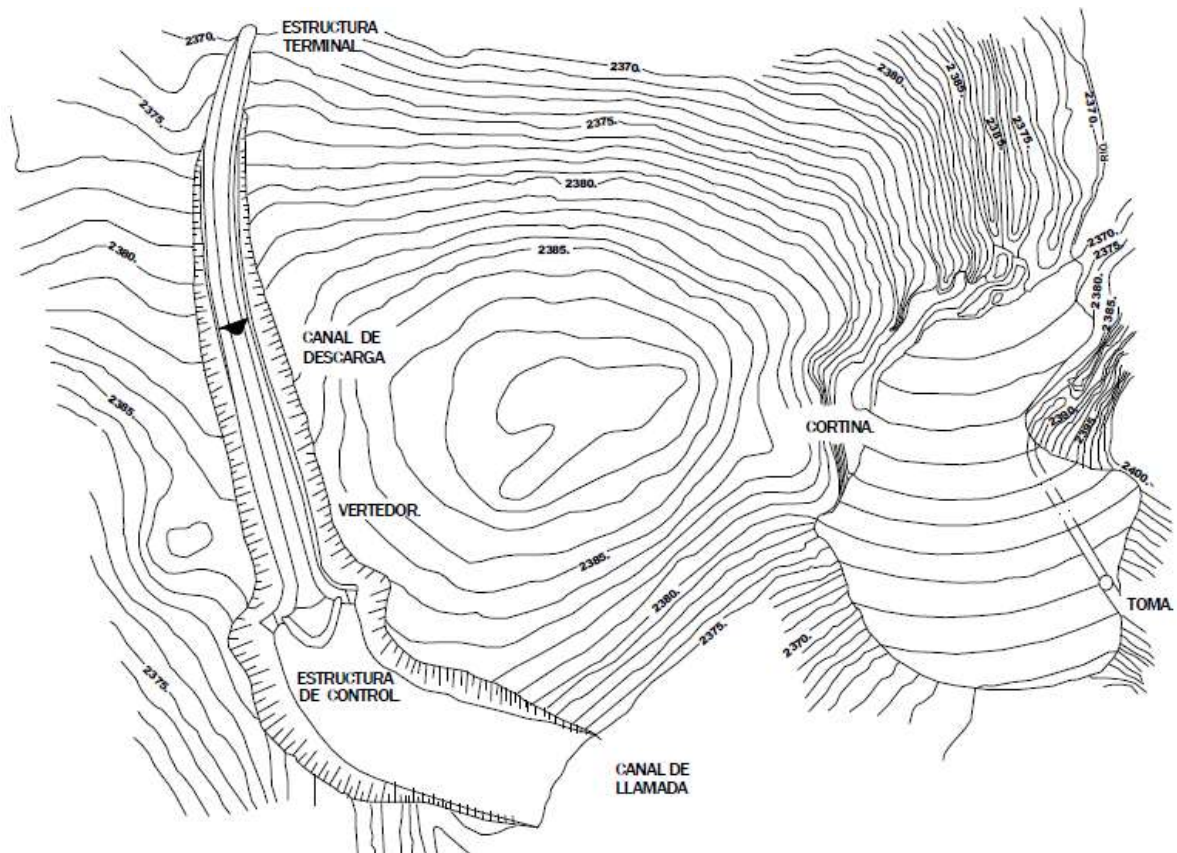


Figura 2.2 Elementos de un vertedor, Presa de Agostítlan, Michoacán, Arreguín, 2000.



II.2 Tipos de vertedores

Los vertedores se clasifican comúnmente en la forma que se controla el vertido del agua y los clasifica como cresta fija (descarga libre), de cresta controlada (descarga controlada) o mixto. Otra clasificación es de acuerdo a su función:

Vertedor de servicio: son diseñados para el uso frecuente, es decir, que funciona para avenidas de pequeño periodo de retorno, conduciendo el flujo en condiciones normales hacia aguas abajo (Arreguín, 2000).

Vertedores auxiliares: Son diseñados para un uso menos frecuente, este tipo de vertedor entra en funcionamiento cuando las avenidas que se presenten sean rebasadas y cumpla la función de ayudar al vertedor de servicio a desalojar el agua excedente del vaso, este vertedor se encuentra a una elevación superior al de servicio. (Ver Figura 2.3)

Vertedor de emergencia: Son aquellos que entran en funcionamiento cuando se producen contingencias no tomadas en cuenta en los cálculos y cumpla la función de ayudar al vertedor de servicio a desalojar el agua excedente del vaso ante situaciones extremas, tales como la ocurrencia de una avenida mayor que la extraordinaria, fallas del vertedor de servicio u otras condiciones de emergencia. (Pardo y Alegret, 2011)



Figura 2.3 Vertedor de servicio y auxiliar de la presa Netzahualcóyotl (Malpasos), Chiapas, CNA.

Otra forma de clasificar los vertedores es mediante las características de los mismos (Arreguín, 2000), como la estructura de control y el conducto de descarga, estableciendo los siguientes:

- Vertedor de caída libre
- Vertedor con conducto de descarga
- Vertedor con caída en rápida
- Vertedor con canal lateral
- Vertedor en embudo
- Vertedor en abanico



II.2.1 Vertedor de caída libre

En este tipo de vertedor, como su nombre lo indica deja verter el agua desde la cresta vertedora hasta el cauce del río sin una estructura que guíe al agua del embalse hacia este. Los vertedores de caída libre están asociados a cortinas de arco o contrafuertes (ver figuras 2.4 y 2.5), donde el espesor de concreto y la geometría en general permita dejar caer el agua desde la cresta hasta la parte inferior sin protección, si la roca de cimentación es resistente a la erosión; pero en el caso contrario, es necesario considerar una estructura que permita amortiguar el impacto.



Figura 2.4 Vertedor de caída libre de la Presa Derivadora Pabellón, Ags., CNA.

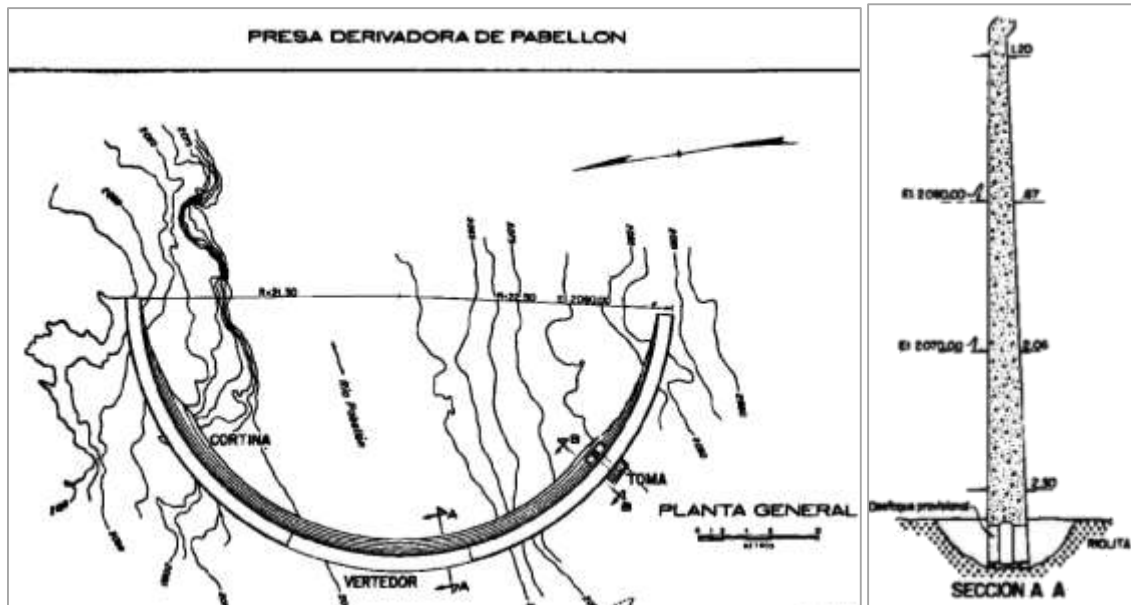


Figura 2.5 Plano del vertedor de descarga libre de la Presa Derivadora Pabellón, Ags., CNA.



II.2.2 Vertedor con Conducto de descarga

El conducto de descarga sirve para llevar el agua excedente hacia el río aguas abajo de la presa y puede ser mediante un canal o un túnel (ver figuras 2.6 y 2.7). Las dimensiones del conducto se determinan hidráulicamente y el perfil y las secciones dependerán de la topografía y geología del sitio. Existen diferentes configuraciones respecto al tipo de conducto (canal o túnel), al eje de la cresta vertedora (eje curvo o recto) y a la orientación del eje del canal de descarga. Este tipo de vertedor es común en presas de tierra, materiales graduados y de enrocamiento.



Figura 2.6 Túneles vertedores de la Presa Infiernillo, Mich., CNA.

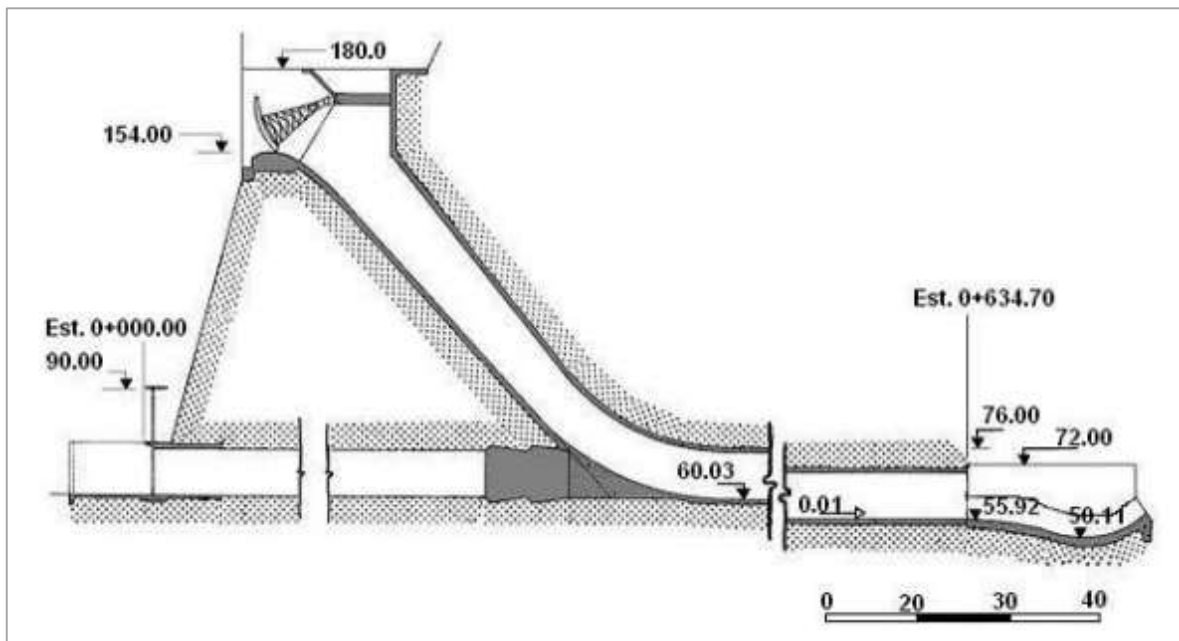


Figura 2.7 Plano del Túnel de descarga en Presa El Infiernillo, Mich., CNA.



II.2.3 Vertedor con caída en rápida

Este tipo de vertedor se localiza en una sección reducida de una cortina de tipo de gravedad, sobre la cual se permite el paso del flujo de agua como en las figuras 2.8 y 2.9. La cresta debe tomar la forma para ajustarse a la vena líquida, en las condiciones de gasto máximo, seguido de un talud tangente. Si la roca de cimentación es compacta y de buena calidad, la parte inferior de la descarga se puede diseñar con un deflector o salto de esquí, si la cimentación es erosionable se requerirá la construcción de un tanque dissipador de energía.



Figura 2.8 Vertedor con caída en rápida de la Presa El Niágara, Ags., CNA.

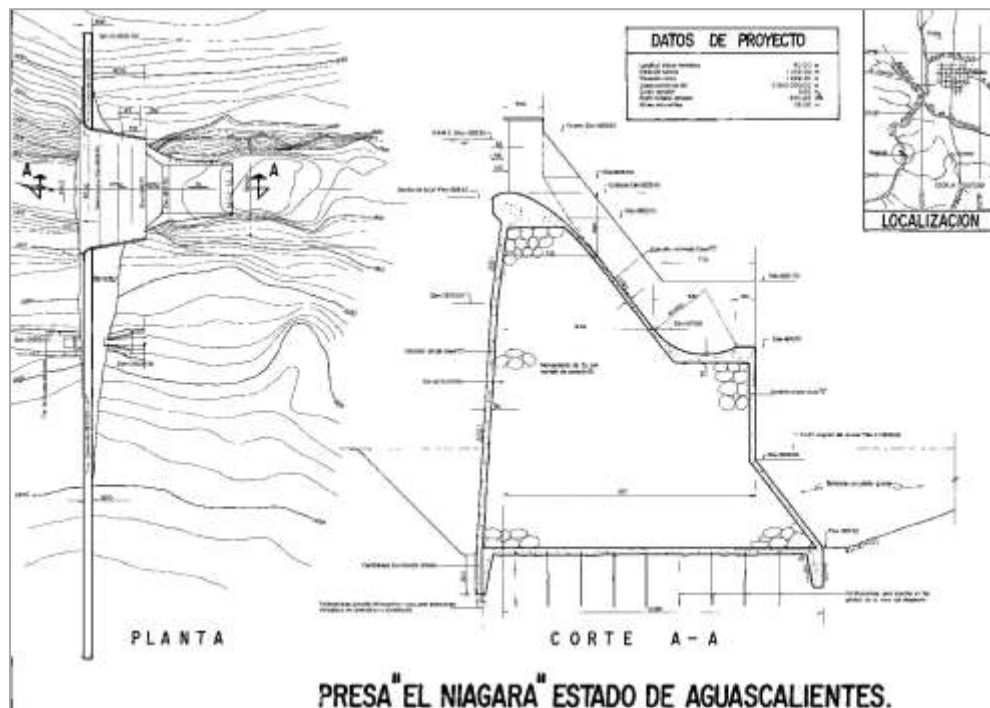


Figura 2.9 Plano del vertedor con caída en rápida de la Presa El Niágara, Ags., CNA.



II.2.4 Vertedor de embudo

Consiste en un vertedor en forma de embudo (ver figuras 2.10 y 2.11), su estructura consiste de un cimacio que se conecta a un túnel que conduce el agua hasta el cauce aguas abajo de la obra, en el cual puede existir un deflector o una estructura disipadora de energía para introducir el flujo de agua a la corriente del río, por lo que el cálculo de la avenida máxima debe ser muy preciso, el vertedor se diseña para que opere con descarga libre, puesto que al operar parcialmente sumergido y sumergido limita la capacidad de evacuación disminuyendo su eficiencia y aumentando el riesgo de desbordamiento.



Figura 2.10 Vertedor de embudo de la Presa Chihuahua, Chih., CNA.

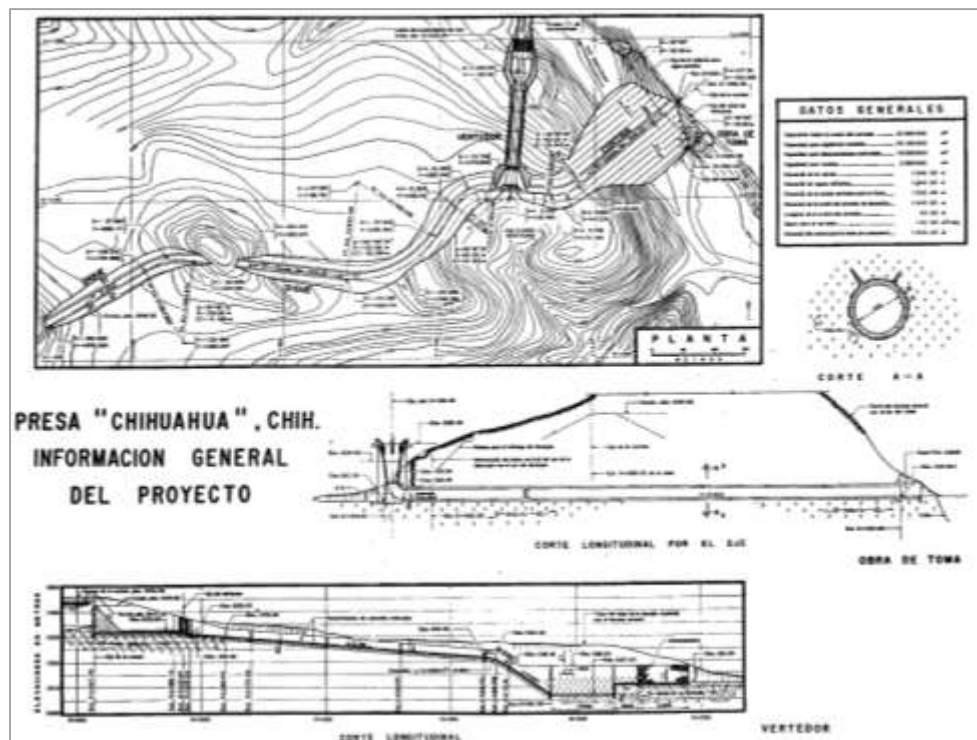


Figura 2.11 Plano del vertedor de embudo de la Presa Chihuahua, Chih., CNA.



II.2.5 Vertedor en abanico

Es una estructura que está compuesta por un canal de acceso, cresta vertedora tipo Creager cuya proyección en planta es una curva cóncava en sentido de la dirección de la descarga, una transición donde el agua se va acelerando, un canal de descarga y canal de salida (ver figuras 2.12 y 2.13). Este vertedor se emplea cuando se requiere proporcionar una longitud de cresta muy grande con cargas pequeñas. También cuando la obra de excedencias se aloja en una ladera y la longitud de la cresta es muy grande, este tipo de vertedor permite la construcción de un canal de descarga relativamente angosto, pudiendo ahorrar grandes volúmenes de excavación.



Figura 2.12 Vertedor en abanico de la Presa Mocúzari, Son., CNA.

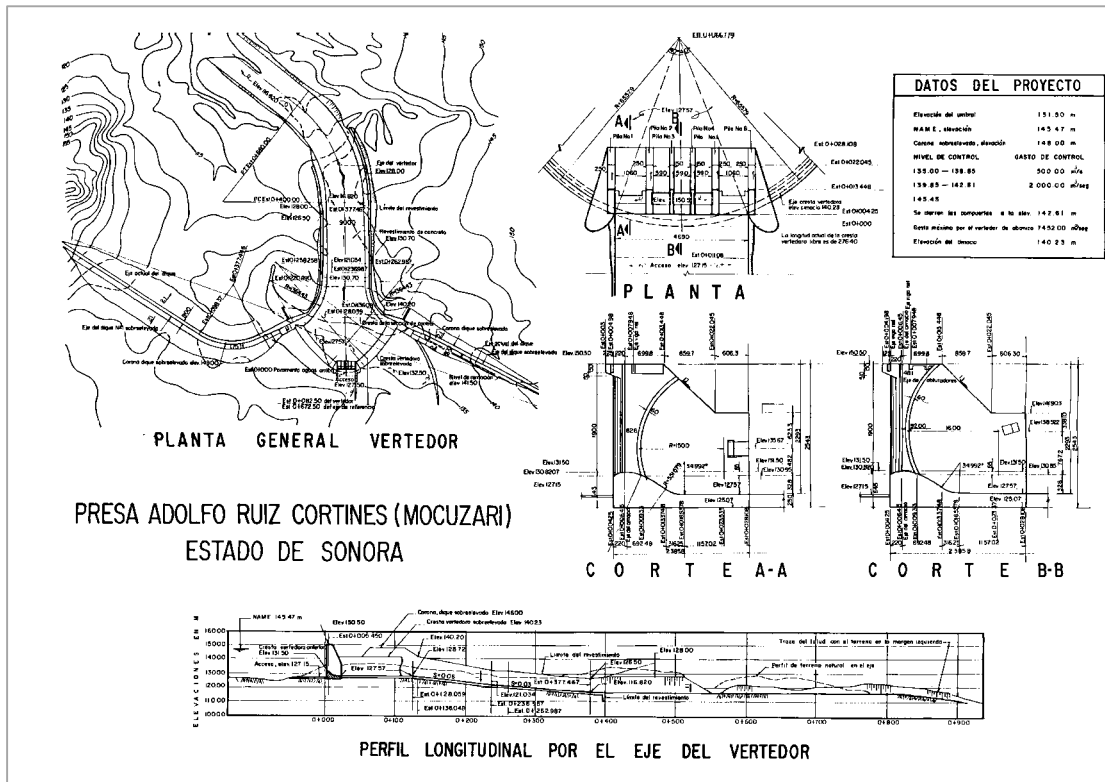


Figura 2.13 Plano del vertedor en abanico de la Presa Mocúzari, Son., CNA.



II.2.6 Vertedor de canal lateral

Es una estructura que consiste en un vertedor de cimacio cuya cresta vertedora se encuentra paralelamente al tramo inicial del conducto de descarga. En el vertedor se presenta un flujo variado en el cual el gasto disminuye en el sentido del movimiento y el agua excedente que vierte sobre la cresta cae en un conducto angosto opuesto al de la descarga llamado canal colector que después se conduce por un canal de descarga (ver figuras 2.14 y 2.15). Las características de este vertedor es que se encuentra limitado el funcionamiento hidráulico por el conducto ya que su cresta puede quedar ahogada si se presentara una descarga mayor a la diseñada.



Figura 2.14 Vertedor del canal lateral de la Presa José Antonio Alzate, México, CNA.

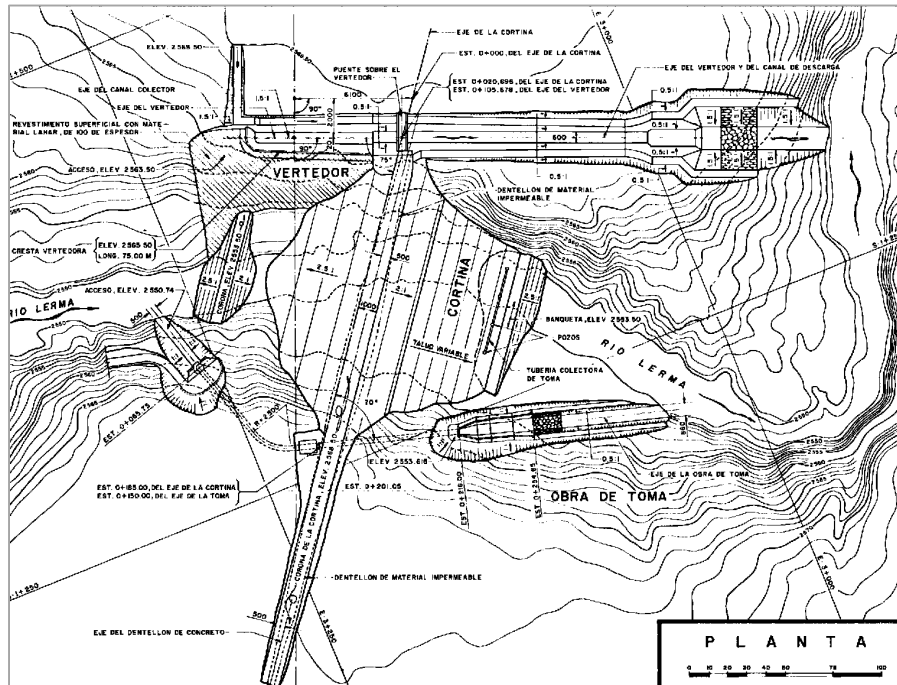


Figura 2.15 Plano del vertedor de canal lateral de la Presa José Antonio Alzate, México, CNA.



Capítulo III Presa vertedora con descarga en rápida

III.1 Descripción

Este vertedor de cresta redondeada es una estructura de control cuyo funcionamiento hidráulico es el de un vertedor de pared delgada, consisten en una cresta vertedora, cuyo perfil tiende a aproximarse a la forma que tiene la superficie inferior de una lámina ventilada que vierte libremente sobre la cresta (ver figuras 3.1), esto permite tener un mejor coeficiente de descarga y mantener la estabilidad con el propio peso de la estructura de concreto. Para darle la forma se rellena de concreto todo el espacio bajo el chorro que descarga libremente.

El primer estudio completo para determinar las coordenadas del perfil que debía darse a las crestas vertedoras las realizó Bazin durante los años 1886-1888 dando como resultado el perfil de Bazin (1888). El uso de los datos obtenidos por Bazin llevo a más investigadores al diseño de una forma de cresta que coincide con la superficie inferior de una lámina aireada sobre un vertedor de pared delgada. Debido a la existencia de presiones negativas a causa de la rugosidad de la superficie del vertedor, que podían dar origen a la presencia de problemas por cavitación., se realizaron modificaciones y se propusieron otros perfiles: el perfil Creager (1929), perfil Creager modificado (1945) basado en las pruebas de Denver (1936) de la USBR, perfil de Scimemi (1930). Perfil de Smetana (1949), perfil de Marchi (1928), perfil de Escande (1937), formas estándar WES (1952) de la USACE, entre otros (Chow, 2004).



Figura 3.1 Vertedor de pared delgada.

El gasto que vierte sobre el cimacio y la carga sobre la cresta son, en general datos que se obtienen a partir de un estudio hidrológico, donde la carga a partir de la cual se obtiene el perfil del vertedor se encuentra entre el Nivel de Aguas Máximas Ordinarias (N.A.M.O.) y el nivel más alto que se llegaría a presentar que es el Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (N.A.M.E). Para el gasto calculado según la carga de diseño, la lámina vierte suavemente sin interferencia de la superficie vertedora y por ende el vertedor funciona con su máxima eficiencia (Alegret y Pardo, 2005).

Los criterios más utilizados para el diseño de este tipo de vertedor fueron el de US Bureau of Reclamation (USBR) y el de US Army Corp of Enginners, esta última basada en los datos del USBR desarrollo varias formas estándar, tales formas fueron denominadas vertedores WES (Waterways Experiment Station) que se explicaran a continuación en este mismo capítulo.



III.2 Comportamiento hidráulico

Según la U.S.B.R. las secciones de las crestas cuya forma se aproxima a la superficie inferior de la lámina que sale por un vertedor, constituye la forma ideal para obtener la óptima descarga. La forma de esta sección depende de la carga, de la inclinación del paramento aguas arriba de la sección vertedora, se han estudiado en forma extensa las secciones de las crestas en los laboratorios hidráulicos del Bureau of Reclamation, y se han publicado datos sobre la forma en que se pueden determinar las secciones para las crestas vertedoras. El perfil de la cresta aguas abajo se define como una curva simple y una tangente que está definida por la ecuación:

$$\frac{y}{H_0} = -K \left(\frac{x}{H_0} \right)^n \quad (3.1)$$

Donde:

H_0 es la carga de diseño

x y y son las coordenadas del perfil de acuerdo con el sistema de ejes mostrado en la figura 3.2, en m.

K y n son constantes, cuyos valores dependen de la inclinación del paramento aguas arriba y de la carga de velocidad de llegada, que se obtienen con ayuda de las figuras 3.3 y 3.4.

La sección está construida por una curva circular compuesta con los radios expresados en función de la carga de proyecto, H_0 . Si la carga es menor que la de diseño, la lámina será soportada por el cimacio obteniéndose en estas circunstancias una presión, mayor que la que se alcanza en el caso de lámina libre (presión relativa nula), provocando una disminución de la eficiencia del vertedor, si por el contrario la carga es mayor que la de diseño, la lámina tiende a separarse del perfil vertedor, pero si no existe ventilación por debajo de dicha lámina, se producirían presiones negativas, lo cual trae como efecto aumentar la descarga sobre el vertedor (USBR, 1987).

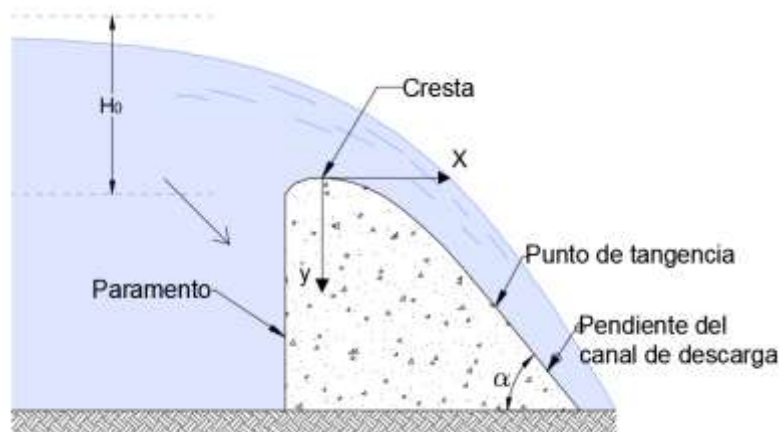


Figura 3.2 Ejes coordenadas.



Capacidad de descarga

El gasto que se vierte sobre la obra de excedencia puede calcularse mediante la ecuación que se muestra a continuación.

$$Q = C L H_e^{3/2} \quad (\text{ec. de Francis}) \quad (3.2)$$

Donde

Q gasto, en m^3/s

C coeficiente de descarga variable, en $\text{m}^{1/2}/\text{s}$

H_e carga total de operación, incluyendo carga de velocidad de llegada, en m

L longitud efectiva de la cresta, en m

Los factores que intervienen en el coeficiente de descarga son: la carga con la que opera la presa, la profundidad del canal de acceso, el talud aguas arriba y el grado de ahogamiento de la descarga.

Pruebas en modelos sobre los vertedores han demostrado que el efecto de la velocidad de llegada es insignificante cuando la altura h del vertedor es mayor que $1.33 H_d$, donde H_d es la altura de diseño excluida la altura de velocidad de llegada. En estas condiciones y con la altura de diseño (es decir P/H_d mayor que 1.33 y $H_e = H_d$, para lo cual la altura de velocidad de llegada es insignificante) el coeficiente de descarga C es igual a 2.20.

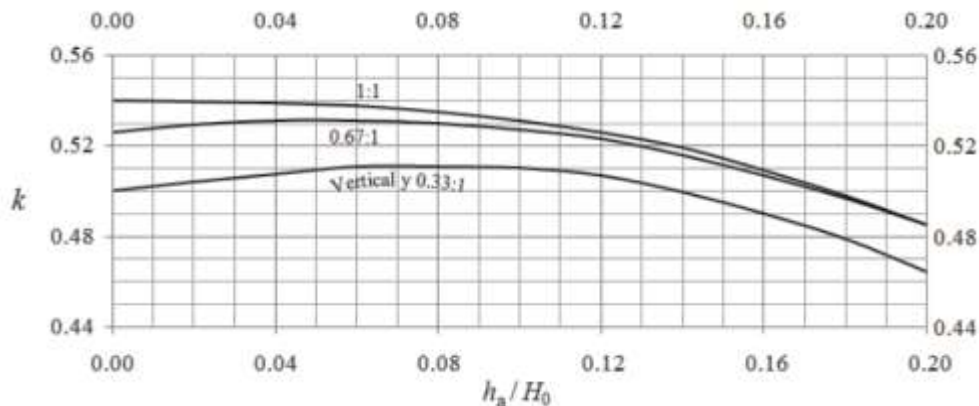


Figura 3.3 Valores de k para el diseño del perfil, Arreguín, 2000.

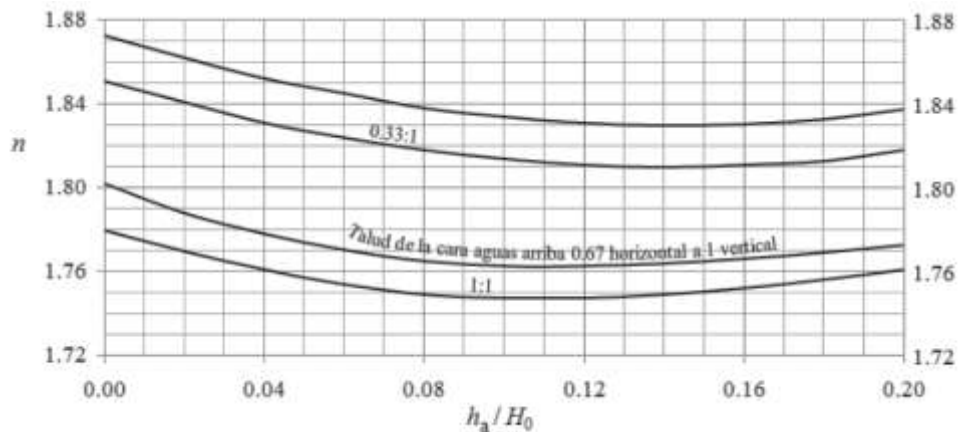


Figura 3.4 Valores de n para el diseño del perfil, Arreguín, 2000.



III.3 Diseño hidráulico Métodos USBR y WES

III.3.1 Perfil tipo U.S.B.R

Este criterio divide en cuadrantes a la sección del cimacio, utilizando los cuadrantes inferiores aguas abajo y aguas arriba de la cresta, utilizando la ecuación 3.1 se deben encontrar los valores de k y n . La sección aguas arriba se dibuja auxiliándose de Figura 3.6, el USBR considera que se puede asimilar a dos arcos de círculo tangentes.

Para usar las gráficas, primero se obtienen los valores de x_c y y_c con los cuales se obtiene el punto C de tangencia entre la sección y el talud del paramento aguas arriba. Enseguida se obtiene el primer radio de la curva R_1 , que se encuentra sobre el eje de las ordenadas a partir del origen y hacia abajo en el punto A, como se muestra en la figura 3.5.

Con el uso de las misma grafica se obtiene el segundo radio de curvatura R_2 , posicionado en el punto C de coordenadas (x_c, y_c) se traza un arco ab de radio R_2 . Desde el centro se traza el arco cd de radio $R_1 - R_2$, que corta al arco ab, se identifica el punto B en la intersección de los dos arcos, se traza una línea recta del centro A hasta el punto de intersección extendiéndola hasta el eje x, esto permite definir así el sector de la curva 1.

Para definir el sector de la curva 1 se dibuja un arco con radio R_1 del centro A hasta tocar la línea recta. El sector de la curva 2 estará definido haciendo centro en el punto B de intersección de los dos arcos con radio R_2 , y trazando desde el punto C (x_c, y_c) hasta unirse con la curva 1, ver Figura 3.5.

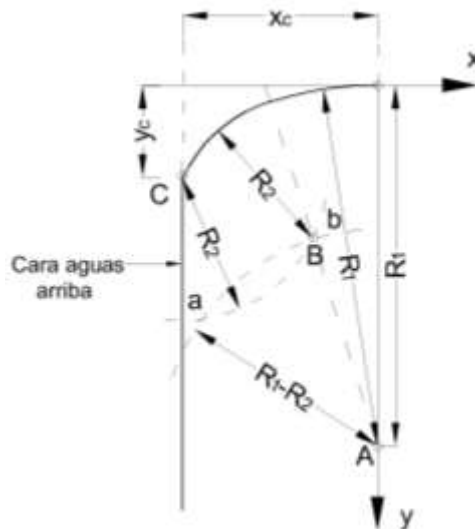


Figura 3.5 Trazo del perfil aguas arriba de la cresta del cimacio

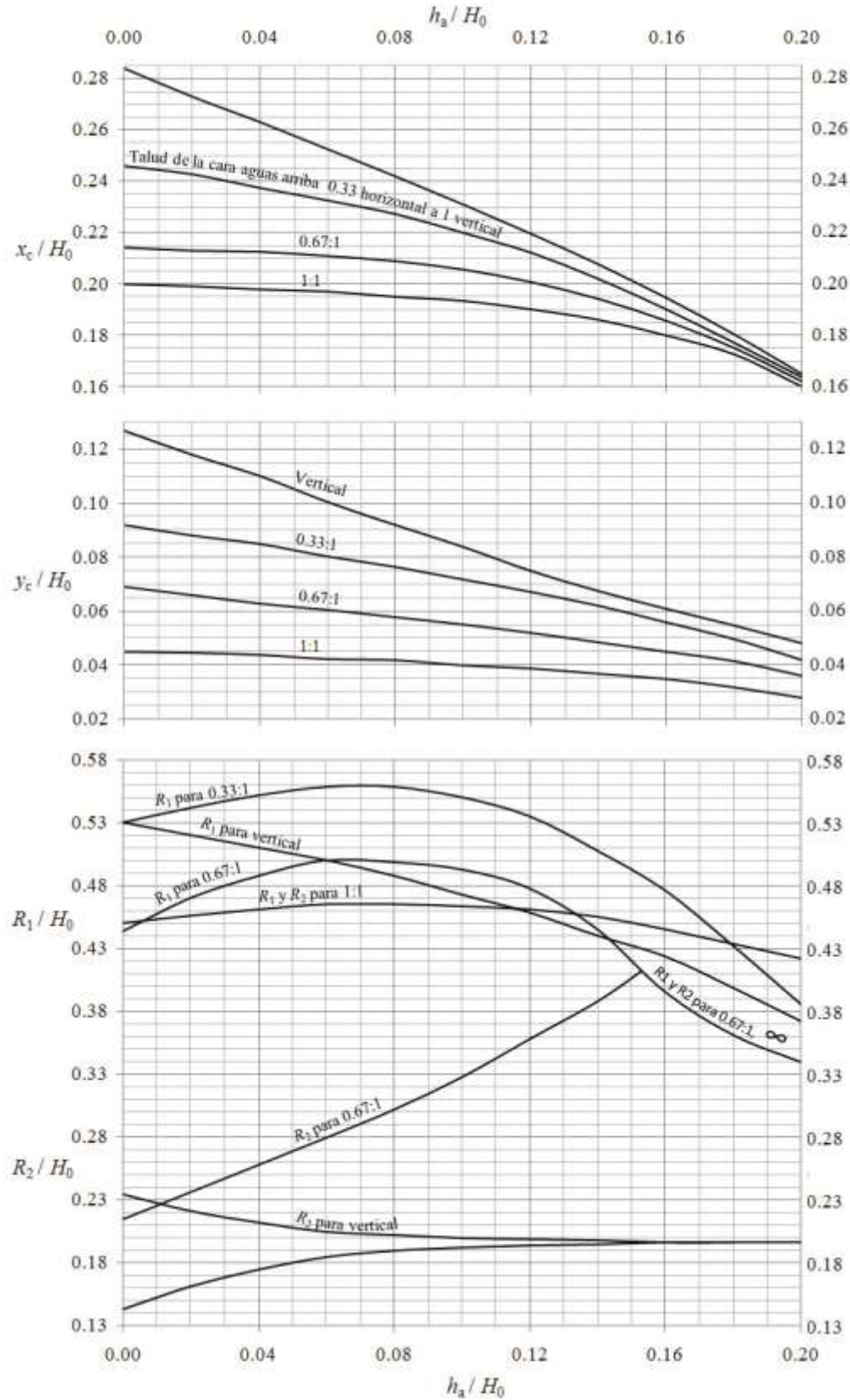


Figura 3.6 Constantes para el diseño del sector aguas arriba del perfil de acuerdo al USBR, Arreguín, 2000.

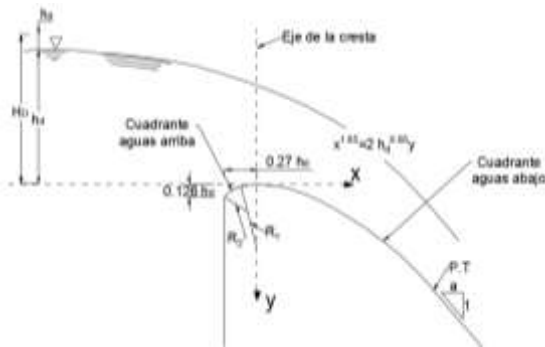


III.3. 2 Perfil tipo WES

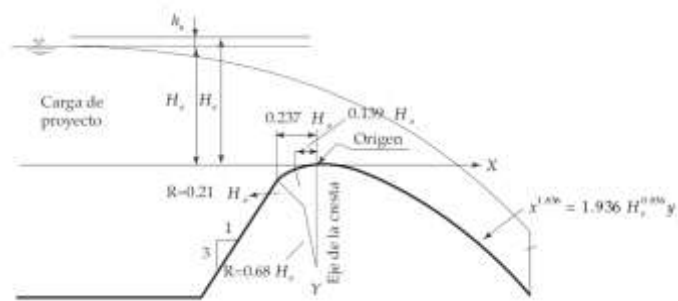
Con base en los datos del Bureau of Reclamation, el U.S. Army Corps of Engineers desarrolló unas formas estandarizadas, tales formas designadas como las formas de vertedores estándar WES (figura 3.7). El Perfil de un vertedero tipo estándar WES depende de la carga de agua y de la inclinación del paramento aguas arriba de la sección del vertedor y puede representarse mediante la ecuación 3.1 ya antes mencionada, para este criterio los valores de k y n son los siguientes:

Pendiente de la cara aguas arriba	K	n
Vertical	2.000	1.850
3 en 1	1.936	1.836
3 en 2	1.939	1.810
3 en 3	1.873	1.776

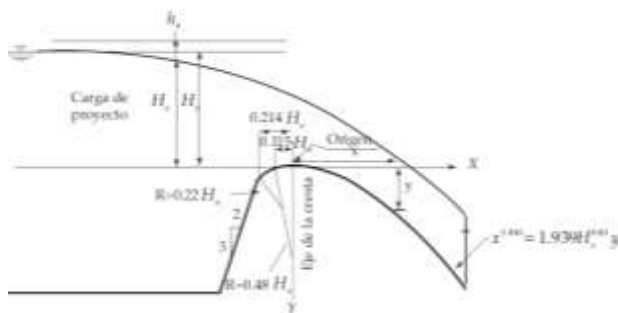
Para pendientes intermedias, los valores de K y n pueden obtenerse mediante una interpolación gráfica.



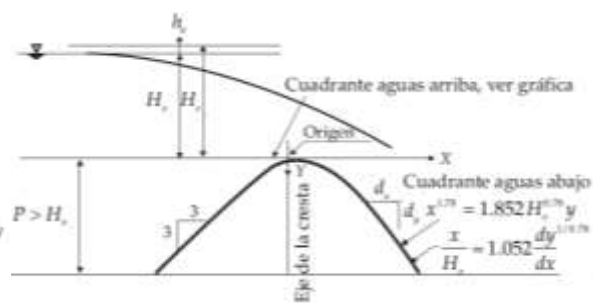
a) P/hd > 1 y talud aguas arriba vertical b)



b) P/hd > 1 y talud aguas arriba 3:1 Fu



c) P/hd > 1 y talud aguas arriba 3:2



d) P/hd > 1 y talud aguas arriba 3:3

Figura 3.7 Formas estándar de vertedores WES, Arreguín, 2000.



III.4 Metodología de diseño. Ejemplo de una presa vertedora de descarga en rápida

La Presa “El Realito” (ver Figura 3.8) está situada sobre el río Santa María, a unos 500 m aguas arriba de la comunidad de El Mineral de El Realito, en el municipio de San Luis de la Paz, en el estado de Guanajuato. Se destina a la dotación de agua para las poblaciones de San Miguel de Allende, Celaya y San Luis Potosí. La presa consiste en una cortina rígida tipo gravedad de 94 m de altura máxima y cresta vertedora al centro de 80 m de largo, construida de CCR (Guerrero, 2011).

Estos datos fueron tomados para ejemplificar el proceso que se debe llevar a cabo en el diseño de una presa vertedora de descarga en rápida por el método USBR, para esta tesis se consideró que el ancho de la rápida no varía, aunque en la presa real las paredes de descarga son convergentes. A continuación se muestran datos ⁽¹⁾ de las características de la presa:

Tabla 3.1 Datos de Presa “El Realito”	
TIPO DE PRESA	CCR
Elevación corona	1,142.50 m.s.n.m
Elevación al N.A.M.O.	1,137.60 m.s.n.m
Elevación de desplante	1,052.00 m.s.n.m.
Altura máxima	90.50 m
Longitud de la presa	270.00 m
Ancho de la corona	6.00 m
Ancho de base	77.00 m
Capacidad útil	30 Millones de m ³
Capacidad de azolves	20 Millones de m ³
Volumen de concreto compactado con rodillo	430,000 m ³
Ancho de la cresta vertedora	80.00 m
Gasto del vertedor	1,670 m ³ /s
Obra de toma, tipo torre y tubería a presión	Q=2.0 m ³ /s Diam. 54 pulgs.

Considerando las siguientes condiciones:

Gasto de diseño: $Q=1,670 \text{ m}^3/\text{s}$

Coefficiente de descarga: $C= 2.0$

Longitud de la cresta: $L= 80.00 \text{ m}$

Velocidad de llegada: $h_a=0$

Paramento aguas arriba: vertical

Elevación de la cresta: 1,137.60 m.s.n.m

Elevación al nivel del cauce aguas abajo de la presa: 1,052.00 m.s.n.m.

Talud de la rápida: 0.85:1



Figura 3.8 Vista de la presa “El Realito”, Estado de Guanajuato, CNA.

⁽¹⁾ Los datos que se presentan fueron tomados de los planos que proporciona CONAGUA sobre la presa el Realito. Guerrero V. (2011)



III.4.1 Carga de diseño

Para conocer la carga de diseño, se cuenta con todos los datos y utilizando la ecuación (3.2)

Se despeja la carga H_0 :

$$H_0 = \left(\frac{Q}{C L_e} \right)^{2/3}$$

Sustituyendo los datos se tiene que la carga de diseño es:

$$H_0 = \left(\frac{1670 \text{ m}^3/\text{s}}{2 * 80 \text{ m}} \right)^{2/3} = 4.776 \text{ m}$$

III.4.2 Cálculo del perfil aguas arriba

Los valores de los parámetros que permiten definir la forma del cimacio en el cuadrante aguas arriba, se obtienen de las relaciones de $h_a H_0 =$ con R_1 , R_2 , y las coordenadas del punto C que se encuentran en la figura 3.6, obteniendo las siguientes relaciones:

$$R_1/H_0=0.530$$

$$R_2/H_0=0.235$$

$$x_c/H_0=0.245$$

$$y_c/H_0=0.127$$

Para tener los valores del perfil aguas arriba de:

$$R_1=2.531$$

$$R_2=1.122$$

$$x_c=1.170$$

$$y_c=0.607$$

En la tabla 3.2 se muestran las coordenadas del perfil aguas arriba del vertedor y en la figura 3.9 se muestra un esquema de este.

Tabla 3.2 Coordenadas de Perfil cuadrante aguas arriba		
Punto	y	x
C	0.607	-1.170
1	0.284	-0.912
2	0.103	-0.623
3	0.02	-0.322
4	0	0

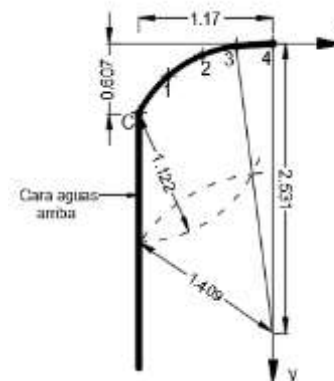


Figura 3.9 Dibujo de perfila guas arriba del vertedor.



III.4.3 Cálculo del perfil aguas abajo

El sector del perfil aguas abajo se calcula con la ecuación (3.1)

$$\frac{y}{H_0} = K \left(\frac{x}{H_0} \right)^n$$

Donde: $k=0.5$ $n=1.85$

Sustituyendo los valores en la ecuación (3.1) se tiene:

$$\frac{y}{4.776} = 0.5 \left(\frac{x}{4.776} \right)^{1.85}$$

Desarrollando:

$$y = 0.132x^{1.85}$$

Es necesario definir el punto de tangencia, P.T entre el cimacio y la rápida. Se determina igualando la derivada de la ec. 3.1 con la tangente del ángulo formado para dar la pendiente del canal de descarga, esto es:

$$\text{Derivada de la ecuación 3.5} \quad \frac{dy}{dx} = \frac{Kn}{H_0^{n-1}} (x)^{n-1} \quad (4.3)$$

$$\text{Pendiente de la recta} \quad m = \tan \alpha \quad \text{ó} \quad m = \frac{1}{a} \quad (4.4)$$

$$\text{Igualando (3.3) y (3.4)} \quad x_{P.T} = \frac{H_0}{(Kan)^{1/(n-1)}} \quad (4.5)$$

Sustituyendo los valores conocidos se tiene:

$$x_{P.T} = \frac{4.776}{(0.5 * 0.85 * 1.85)^{1/(1.85-1)}} = 6.338 \text{ m}$$

Ahora se sustituye el valor de la coordenada x en la ecuación desarrollada del perfil aguas abajo para conocer la coordenada en y:

$$y_{P.T} = 0.132 * 6.338^{1.85} = 4.030 \text{ m}$$

Ahora se tiene las coordenadas del punto de tangencia entre el cimacio y la rápida:

$$\text{P.T (6.338, 4.030)}$$

Con estos datos es posible trazar el perfil del cimacio, en la tabla 3.3 se presenta el cálculo del sector aguas abajo de la cresta empleando la ecuación (3.1), proporcionando valores de x, partiendo del origen de ejes del sistema cartesiano hasta el valor de x del punto de tangencia, una vez que se han establecido los puntos que forman la curva del cimacio, se calculara adelante la siguiente parte del vertedor que consiste en la rápida.

La ecuación que describe el perfil del vertedor es:

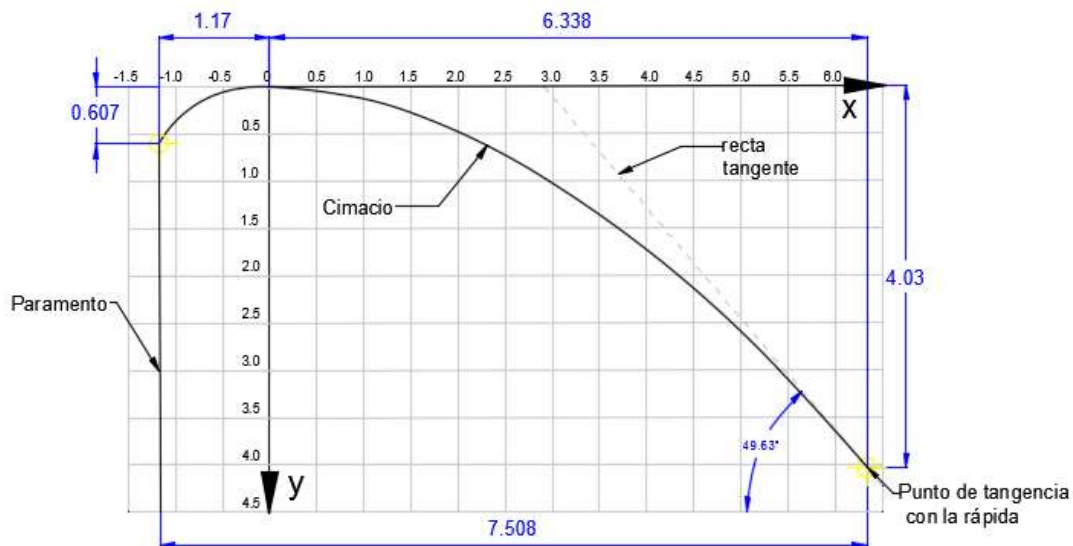
$$y = 0.132x^{1.85}$$



Tabla 3.3 Coordenadas del perfil aguas abajo

Punto	x	y	Punto	x	y
5	0	0	14	2.5	0.721
6	0.1	0.0018	15	3	1.010
7	0.2	0.0067	16	3.5	1.344
8	0.3	0.0142	17	4	1.720
9	0.4	0.0242	18	4.5	2.139
10	0.5	0.0366	19	5	2.599
11	1	0.132	20	5.5	3.101
12	1.5	0.2794	21	6	3.642
13	2	0.4758	P.T	6.338	4.030

Habiendo establecido el punto de tangencia se puede mostrar en la gráfica 3.1 el perfil del vertedor hasta el punto de tangencia, y así poder diseñar la rápida y la estructura terminal.



Gráfica 3.1 Perfil del cimacio.

III.4.4 Calculo de la rápida

Esta estructura es la que da continuidad después del vertedor tipo cimacio, es una rápida que tiene un talud de 0.85h:1v, partiendo del sistema cartesiano referido a la cresta vertedora, se traza la rápida como una recta, cuya pendiente es la pendiente del ángulo formando con respecto a la horizontal del talud y pasa por el punto de tangencia.

Considerando que la ecuación de la recta es:

$$y = mx + b$$

Dónde:

a es la pendiente respecto a la horizontal

b es la ordenada al origen

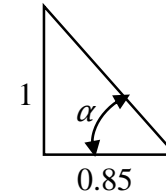


Si el talud de la presa es de 0.85h:1v, el ángulo de la rápida será:

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1}{0.85}\right) = 49.63^\circ$$

La pendiente es:

$$m = \left(\frac{1}{0.85}\right) = 1.176$$



Se despeja la ordenada del origen:

$$b = y - mx$$

Sustituyendo las coordenadas del punto de tangencia y la pendiente en la ecuación anterior:

$$P.T (6.338, 4.030)$$

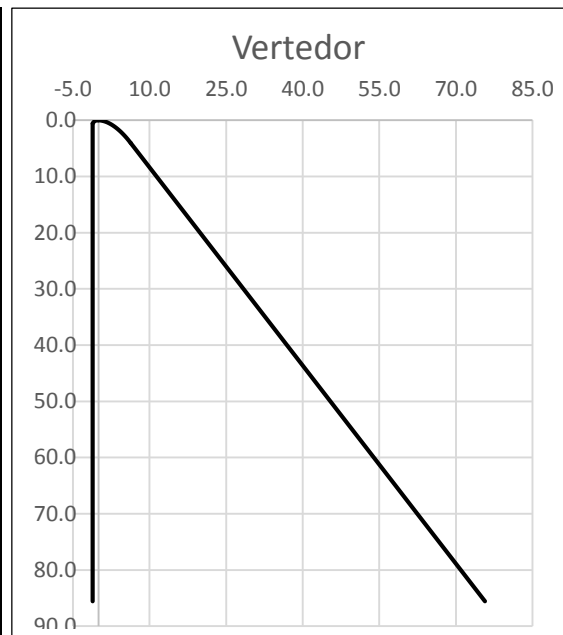
$$b = 4.03 - 1.176 * 6.338 = -3.426 \text{ m}$$

La ecuación que describe el perfil de la rápida es la siguiente:

$$y = 1.176x - 3.426$$

Se traza la rápida con la ecuación anterior para obtener una serie de puntos correspondientes a la superficie de plantilla de la rápida. La altura del vertedor será la diferencia entre el N.A.M.O. 1,137.60 m.s.n.m y la elevación al nivel del piso aguas abajo de la presa: 1,052.00 m.s.n.m., teniendo una altura de 85.6 m. A continuación se muestra en la tabla 3.4 las coordenadas del vertedor con descarga en rápida.

Punto	y	x	Punto	y	x
C	0.607	-1.17	16	1.72	4
1	0.284	-0.912	17	2.139	4.5
2	0.103	-0.623	18	2.599	5
3	0.02	-0.322	19	3.101	5.5
4	0	0	20	3.642	6
5	0.002	0.1	P.T.	4.03	6.338
6	0.007	0.2	21	5	7.162
7	0.014	0.3	22	10	11.412
8	0.024	0.4	23	20	19.912
9	0.037	0.5	24	30	28.412
10	0.132	1	25	40	36.912
11	0.279	1.5	26	50	45.412
12	0.476	2	27	60	53.912
13	0.721	2.5	28	70	62.412
14	1.01	3	29	80	70.912
15	1.344	3.5	30	85.6	75.672



Gráfica 3.2 Diseño del vertedor.



III.4.5 Perfil y velocidades del flujo en el la rápida de descarga

Para conocer las características del flujo al final de la rápida y poder diseñar la estructura terminal o disipador de energía, se hace un balance de energía para conocer las características del flujo en el punto de tangencia y así conocer las características en la rápida.

Planteando la ecuación de la energía de la sección (0) que es la carga que existe sobre el vertedor y la sección (PT) se tiene:

$$\text{Sección (0):} \quad H = \frac{P}{\gamma} + \frac{(v)^2}{2g}$$

$$\text{Sección (P.T):} \quad H = d \cos \alpha + \frac{(v)^2}{2g}$$

Sabiendo que:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{q}{d}$$

Se tiene la ecuación de energía igual a:

$$\frac{P}{\gamma} + \frac{(q/d)^2}{2g} = d \cos \alpha + \frac{(q/d)^2}{2g}$$

Considerando que la velocidad en la sección (0) es nula y tomando el eje de referencia desde el P.T, sustituyendo los datos que se tiene en la ecuación de la energía se tiene:

$$6.338 + 4.776 = d \cos \alpha + \frac{(q/d)^2}{2g}$$

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{1670}{80} = 20.88 \frac{m^3}{s} / m$$

$$11.114 = d \cos 49.64^\circ + \frac{(20.88/d)^2}{2g}$$

Se despeja d y el tirante en el P.T es:

$$d = 1.4788 \text{ m}$$

La velocidad en el PT es:

$$v = \frac{20.88}{1.4788} = 14.11 \text{ m/s}$$

En este primer cálculo no se consideraron pérdidas en la sección entre el cimacio y la rápida, pero a partir de la rápida el valor del coeficiente de Manning ira incrementando poco a poco a lo largo de la rápida hasta un valor final de $n=0.013$, que corresponde al valor “normal” para el concreto, de acuerdo con Sotelo (2001).

Para conocer las características sobre la rápida se plantea la ecuación de energía entre la sección ubicada en el punto de tangencia y la sección del punto (21) que se obtuvo de la rápida:

$$E_{PT} + \Delta z_{pt-21} = d_i \cos \alpha + \frac{(q/d)^2}{2g} + \overline{Sf} * \Delta l$$



En donde la pendiente hidráulica obtenida a partir de la ecuación de Manning, en cada sección de análisis es:

$$Sf = \left(\frac{vn}{R^{2/3}} \right)^{2/3}$$

$$\overline{Sf} = \frac{Sf_i + Sf_{i+1}}{2}$$

Donde n es el coeficiente de fricción de Manning, y los valores para este balance de energía son:

$$n_{PT} = 0 ; n_{21} = 0.004$$

R es el radio hidráulico, que es igual a d por tratarse de un canal rectangular muy ancho. Entonces se tiene que la pendiente hidráulica entre las dos secciones es:

$$\overline{Sf} = \frac{0 + \left(\frac{\left(\frac{20.88}{d} \right) * 0.004}{d^{2/3}} \right)^{2/3}}{2}$$

Por último, con los datos de coordenadas de las dos secciones se obtiene la longitud entre ellos y que es de:

$$\Delta l = 1.27 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación de energía se tiene:

$$11.938 = d \cos 49.64^\circ + \frac{(q/d)^2}{2g} + \frac{0 + \left(\frac{\left(\frac{20.88}{d} \right) * 0.004}{d^{2/3}} \right)^{2/3}}{2} * 1.27$$

Después de varias iteraciones, se obtiene el tirante en la sección del punto (21) en la rápida:

$$d = 1.479 \text{ m}$$

En la tabla 3.5 se presentan los datos de los puntos en la rápida con sus respectivas características hidráulicas, para así, obtener el tirante al final del canal de descarga.

Tabla 3.5 Cálculo de características del flujo en la rápida.

Punto	X (m)	Y (m)	E (m)	d (m)	V (m/s)	Fr	(q/d) ² /2g (m)	d Cos α (m)	c. Manning (n)	ΔL (m)	hf (m)
P.T	6.3377	4.0304	11.114	1.479	14.1160	3.7061	10.1560	0.9578	-	-	0.0000
21	7.1619	5.0	11.938	1.420	14.7021	3.9393	11.0170	0.9196	0.004	1.2726	0.0028
22	11.4119	10.0	16.188	1.201	17.3762	5.0616	15.3890	0.7781	0.005	6.5622	0.0388
23	19.9119	20.0	24.688	0.963	21.6670	7.0477	23.9275	0.6240	0.006	13.1244	0.2331
24	28.4119	30.0	33.188	0.830	25.1634	8.8207	32.2729	0.5373	0.007	13.1244	0.5224
25	36.9119	40.0	41.688	0.741	28.1713	10.4487	40.4498	0.4799	0.008	13.1244	0.9941
26	45.4119	50.0	50.188	0.677	30.8169	11.9546	48.4037	0.4387	0.009	13.1244	1.6970
27	53.9119	60.0	58.688	0.629	33.1741	13.3521	56.0916	0.4075	0.01	13.1244	2.6786
28	62.4119	70.0	67.188	0.592	35.2897	14.6495	63.4742	0.3831	0.011	13.1244	3.9828
29	70.9119	80.0	75.688	0.561	37.1941	15.8512	70.5097	0.3635	0.012	13.1244	5.6475
30	75.6719	85.6	80.448	0.543	38.4128	16.6367	75.2063	0.3520	0.013	7.3497	4.1328



III.4.6 Cálculo del tanque amortiguador

El flujo de agua que vierte a través del vertedor de una presa y es conducida por una rápida, adquiere una gran energía, que de ser dispuesta directamente al canal de salida, traería como consecuencia la erosión de la superficie del cauce, poniendo en riesgo la seguridad de la presa (Chow, 2004). Para evitar esta situación se construye una estructura terminal o dissipador de energía como se mencionó en el capítulo II.

La idea general del diseño de los tanques amortiguadores es que a partir del gasto de diseño, se puede conocer el tirante normal en el río aguas abajo de la presa, esta será la elevación del agua a la salida del tanque amortiguador (Balmaceda, 2016). Otra opción es suponer que se presentara el tirante crítico para obligar a que se presente el salto hidráulico al pie del vertedor.

La fórmula del salto hidráulico que se emplea para obtener los tirantes conjugados en un canal rectangular horizontal está dada por:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} * \left(\sqrt{8 * F_{r1}^2 + 1} + 1 \right) \quad (3.6)$$

Donde

y_1 tirante conjugado menor, profundidad que se presenta al pie del vertedor, en m.

y_2 tirante conjugado mayor, profundidad que se presenta después del salto, en m.

F_{r1} número de Froude en la sección de inicio $F_{r1} = \frac{v_1}{\sqrt{gy_1}}$, adimensional.

v_1 velocidad del flujo en la sección inicial del salto, en m/s.

La diferencia: $y_2 - y_1$ es la altura del salto y L su longitud;

La estructura terminal que se propone diseñar es un tanque amortiguador de ancho igual al canal de descarga y colocado a la elevación de la plantilla del río en la zona de descarga.

Las características del flujo al pie de la rápida, de la tabla 3.5, serán las características que tendrá al inicio del tanque y que corresponde a las del tirante conjugado menor:

Punto	X (m)	Y (m)	E (m)	d (m)	V (m/s)	Fr
30	75.6719	85.6	80.448	0.543	38.4128	16.6367

Se calcula el tirante conjugado mayor, aplicando la ecuación 3.6:

$$\begin{aligned} y_2 &= \frac{y_1}{2} * \left(\sqrt{8 * F_{r1}^2 + 1} + 1 \right) \\ &= \frac{0.543}{2} * \left(\sqrt{8 * 16.6367^2 + 1} + 1 \right) \\ &= 12.52 \text{ m} \\ v_2 &= \frac{q}{y_3} = \frac{20.88}{12.52} = 1.67 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Las características de la plantilla al pie de la presa se consideraron por simplificaciones como un canal rectangular con una pendiente de $s = 0.001$ y un n de Manning de 0.035, se escogió



comparando con la fotografías de Chow (2004, pp. 120), como un cauce natural, pendientes laterales algo irregulares, con vegetación en las orilla, fondo rocoso bastante uniforme, limpio y regular; muy poca variación en la sección transversal.

El tirante y_3 que se presentará después del salto deberá ser igual al tirante normal. Se procede a calcular el tirante normal del cauce aguas debajo de la presa utilizando la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} * \sqrt{s} * A * Rh^{\frac{2}{3}}$$

Sustituyendo los valores conocidos se tiene:

$$Q = \frac{1}{0.035} * \sqrt{0.001} * (y_n * 800) * \left(\frac{y_n * 800}{2y_n + 800} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Mediante varias iteraciones se obtiene el valor del tirante normal al pie del vertedor:

$$y_3 = y_n = 1.70 \text{ m}$$

$$v_3 = \frac{q}{y_3} = \frac{20.88}{1.70} = 12.42 \text{ m/s}$$

Para conocer las dimensiones del tanque, conociendo el tirante normal y el conjugado mayor se puede determinar la profundidad del tanque. Aplicando la ecuación de energía:

$$y_2 + \frac{(v_2)^2}{2g} = y_3 + \frac{(v_3)^2}{2g} + \Delta z$$

Se despeja Δz :

$$\Delta z = 12.52 + \frac{(1.67)^2}{2g} - 1.70 - \frac{(12.42)^2}{2g}$$

La profundidad del tanque amortiguador será de:

$$\Delta z = 3 \text{ m}$$

Con una longitud de:

$$L_{tanque} = 6 * y_2 = 6 * 12.42 \approx 75 \text{ m}$$

Teniendo una eficiencia de disipación de energía del:

$$\eta = \frac{E_1 - E_2}{E_1}$$

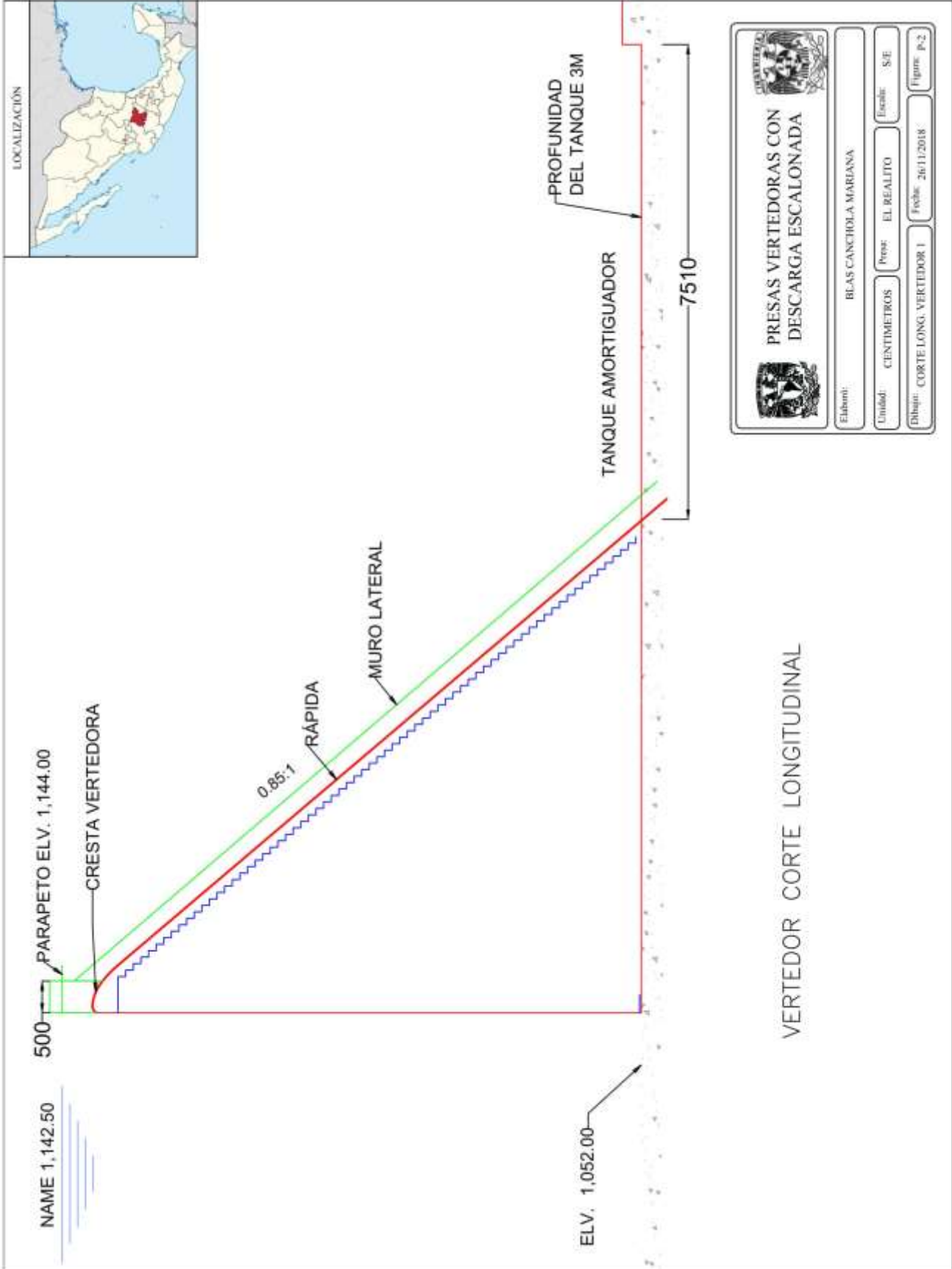
$$\eta = \frac{80.448 - 12.66}{80.448} 0.84$$

\therefore Se tiene una disipación del 84%

Una observación de este análisis es que al darle al tanque una profundidad, cambia la energía al pie del vertedor. A continuación se presentan los planos de diseño del vertedor de la presa “El Realito” con descarga en rápida.



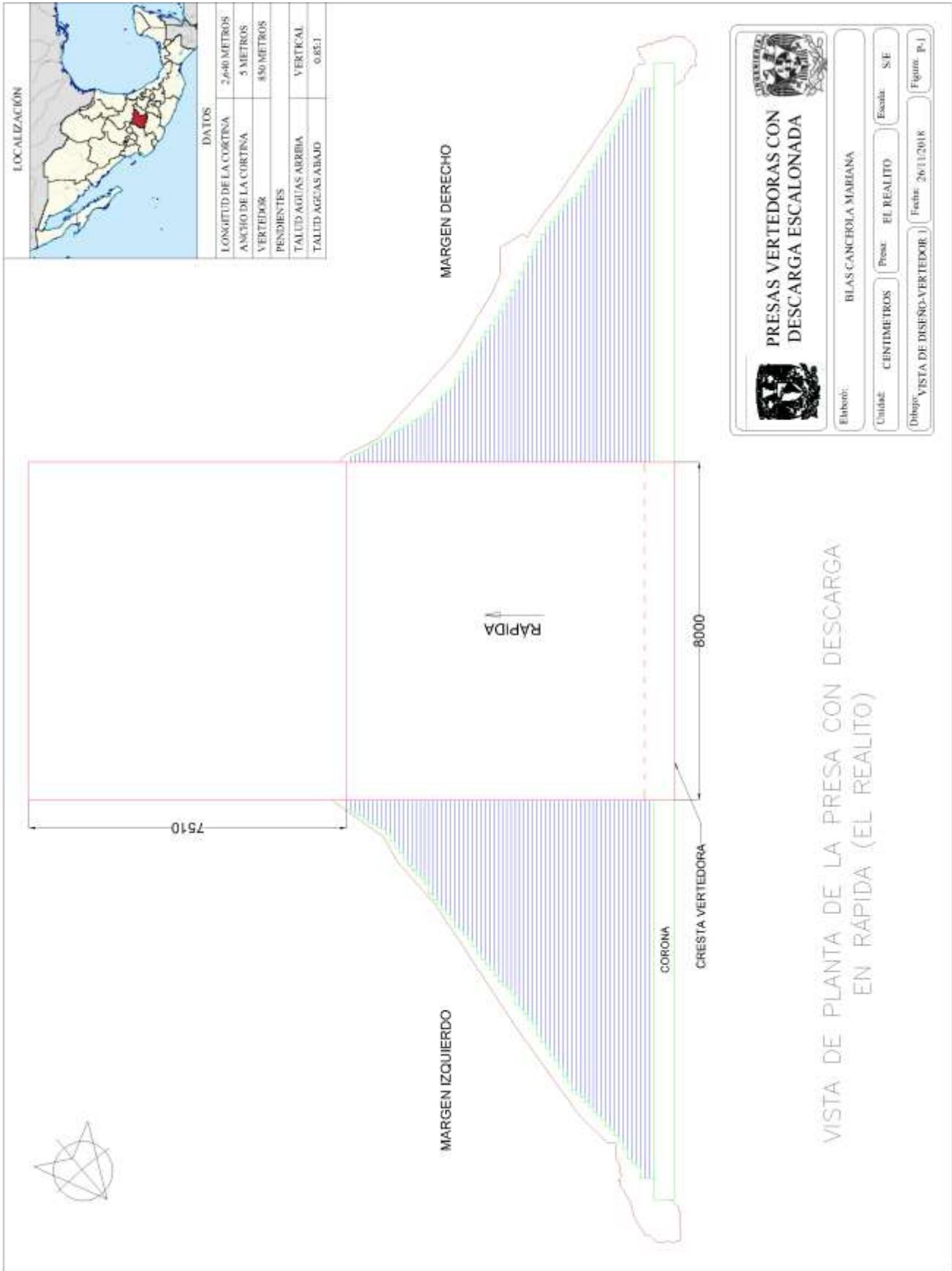
PRESAS VERTEADORAS CON DESCARGA ESCALONADA



PRESAS VERTEADORAS CON DESCARGA ESCALONADA			
Elaboró:	BLAS CANCHOLA MARIANA		
Unidad:	CENTIMETROS	Prose:	EL REALITO
		Escala:	S/E
Dibujó:	CORTE LONG. VERTEEDOR 1	Fecha:	26/11/2018
		Figura:	p-2



PRESAS VERTEADORAS CON DESCARGA ESCALONADA





Capítulo IV Presa vertedora con descarga escalonada

IV.1 Descripción

Los avances en la tecnología han llevado a la construcción de grandes presas, embalses y canales, exigiendo con el tiempo la provisión adecuada de instalaciones que permitan la disipación segura de la energía del agua, una de las formas para poder disipar energía en un vertedor es incorporando escalones a esta estructura. La concepción escalonada de la rápida de descarga no representa una idea novedosa, ya que las estructuras de ese tipo existieron desde hace mucho tiempo. Existe en Sudáfrica ejemplos de estructuras realizadas sobre la base de este concepto (Chafi C., 2010).

A finales de 1986 fueron construidas tan solo 15 presas de CCR en el mundo, seis en EE.UU, dos en Sudáfrica, Australia y Japón; al final del 2002 existían alrededor de 251 presas, ahora hay más de 500. En la Tabla 4.1 se presentan algunos ejemplos de la aplicación de vertedores escalonados (ver figura 4.1). A pesar de la gran cantidad de estudios sobre vertedores escalonados, es hasta 1993 que se comenzó a considerar la importancia de los efectos de la auto-aireación del flujo. A partir de esta fecha, la mayoría de los estudios se han enfocado en vertedores escalonados con grandes inclinaciones (45°), que se han empleado algunas veces en presas de gravedad (González y Chanson 2007).

Los vertedores escalonados han sido construidos para diversas alturas, considerando pequeños diques hasta presas de gran altura como la presa Clywedog, Reino Unido; con los años el interés y uso de vertedores escalonados han aumentado debido al desarrollo de nuevas técnicas permitiendo su construcción rápida y económica. Los vertedores escalonados son mayormente empleados en la construcción de presas de CCR por su compatibilidad con las pendientes y métodos de colocación. La geometría permite disipar una gran parte de energía del agua a lo largo del vertedor permitiendo reducir, y eventualmente eliminar, la estructura de amortiguamiento al pie de la presa. Cuando se diseñan estructuras hidráulicas con grandes velocidades, aparecen frecuentemente problemas por elevadas presiones que pueden producir graves deterioros de la estructura por cavitación. Los vertedores escalonados se han convertido en una obra de excedencias que tiene la menor probabilidad a sufrir daños por cavitación y erosión, ya que la turbulencia del flujo generada por los escalones permite la aireación natural, manteniendo de forma permanente un alto contenido de aire en el fluido.

En estructuras como los vertedores escalonados, el régimen que se establece es muy rápido (Número de Froude mayor a 3), un flujo que se presenta con el gasto de diseño se le denomina “flujo rasante” debido a que las aristas de los escalones generan un pseudo fondo de la rápida, por la cual se desliza el flujo, este tipo de flujo que se presenta ha sido estudiado por varios investigadores, en un estudio realizado por Felder y Chanson (2011) enfocado en la parte de disipación de energía y aireación en vertedores escalonados con escalones que no son uniformes en sus medidas y son escalones con tamaño variable, se presentó una mejor disipación de energía. Pero esto llevó a la innovación de vertedores que siguen la geometría del perfil de una presa con descarga en rápida (Perfil Creager).



Una característica de estos tipos de vertedores es que varían el régimen de escurrimiento de acuerdo, principalmente, a la geometría del mismo y a los rangos de gastos característicos a los que se encuentra sometido. Existe un número importante de investigaciones realizadas de las cuales se destacan los trabajos de: Tozzi (1992); Chimani y Rajaratman (1996); Matos (1999); Stephenson (1991); Chanson y Toombes (2001); Diez-Cascón (1991); González y Chanson (2004), Amador (2005); entre otros y cada uno presenta diferentes relaciones de origen empírico para definir los límites entre ellos.

Dependiendo del talud teórico de la rápida, que es el ángulo que se forma entre las aristas de los escalones del vertedor con la horizontal; las dimensiones de los escalones suelen variar entre los 60 cm a 1m de altura (Rendón, 2011) y la huella del escalón se encuentra entre 50 cm a 75 cm, tomando en cuenta muchas veces la parte constructiva, sin embargo no es un parámetro limitante.

Tabla 4.1 Ejemplos de aplicación de presas vertedoras con descarga escalonada.
Fuentes: Matos (1999), Sánchez (2001), Chanson (2002), Manso (2002)

Nombre	País	Año	H _{presa} (m)	α	h (m)	q _{máx} (m ² /s)
De Mist Kraal	Sudáfrica	1986	30	0.6	1	3
Les Olivettes	Francia	1987	31.5	0.75	0.60	6.6
Monskville	EU.UU	1987	36.6	0.78	0.60	9.3
Upper Stillwater	EE.UU	1987	61	0.32 y 0.60	0.60	11.6
Zaaihoek	Sudáfrica	1987	45	0.62	1	15.6
Stagecoach	EE.UU.	1988	46	0.80	0.60	3.6
Wolwedans	Sudáfrica	1989	70	0.5	1	12.4
M'Bali	R.C. Africana	1990	24.5	0.8	0.80	16
Belén- Gato	España	1991	33.5	0.75	0.85	1.73
Riou	Francia	1991	26	0.6	0.60	1.1
Choldocogagna	Francia	1991	36	0.75	0.60	2.1
Puebla De Cazalla	España	1992	71	0.8	0.90	9
Belén-Cagliela	España	1992	31	0.75	0.85	13.5
Belén-Flores	España	1992	27	0.75	0.85	1.73
Caballar I	España	1992	14.8	0.75	0.85	1.73
Amatisteros III	España	1992	14.8	0.75	0.85	1.73
New Victoria	Australia	1993	52	0.325 y 0.8	0.60	5.4
Cenza	España	1993	49	0.75	0.60	3.47
Petit Saut	Guayana	1994	37	0.8	0.60	4
Sierra Brava	España	1994	54	0.75	0.90	3.9
La touche Puopard	Francia	1994	36	0.75	0.60	6.1
Petit Saul	Guayana	1994	36	0.8	0.60	4
Boquerón	España	1997	58	0.73	1.20	17.8
Val	España	1998	89	0.8	1.20	13.75
Nakasujigawa	Japón	1998	71.6	0.71	0.75	6.6
Atance	España	1998	44.7	0.8	1.20	5.94
Val de Serra	Brasil	1998	33	0.74	0.60	5.9
Dona Francisca	Brasil	2001	51	0.75	0.60	
La Cañada	Bolivia	2002	52	0.8	0.60	10.7
Sao Bento	Brasil	2002	49	0.75	0.60	
Olivenhain	EE.UU.	2002	94	0.8	0.60	

H altura de la presa, **α** talud aguas abajo (cotangente del ángulo teórico formado entre los escalones),
h altura del escalón, en el vertedor escalonado, **q** gasto máximo unitario de la presa



a)



b)



c)

Figura 4.1. Ejemplos de presas de CCR con vertedores escalonados, a) Sao Bento, Brasil b) Wolwedans, Sudáfrica c) Presa La Cañada, Bolivia. Recuperado de <http://www.rccdams.co.uk/dams/>



IV.2 Comportamiento hidráulico

El comportamiento del flujo sobre un vertedor con descarga escalonada está en función del gasto unitario de operación y de la geometría del escalón; se pueden presentar tres tipos de flujo sobre el vertedor: régimen de flujo en cascada (también llamado flujo de escalón en escalón, *nappe flow*), régimen de flujo de transición y el régimen de flujo rasante (también llamado flujo deslizante o *skimming flow*), ver figura 4.2. Se explicara a detalle cada uno de los diferentes flujos.

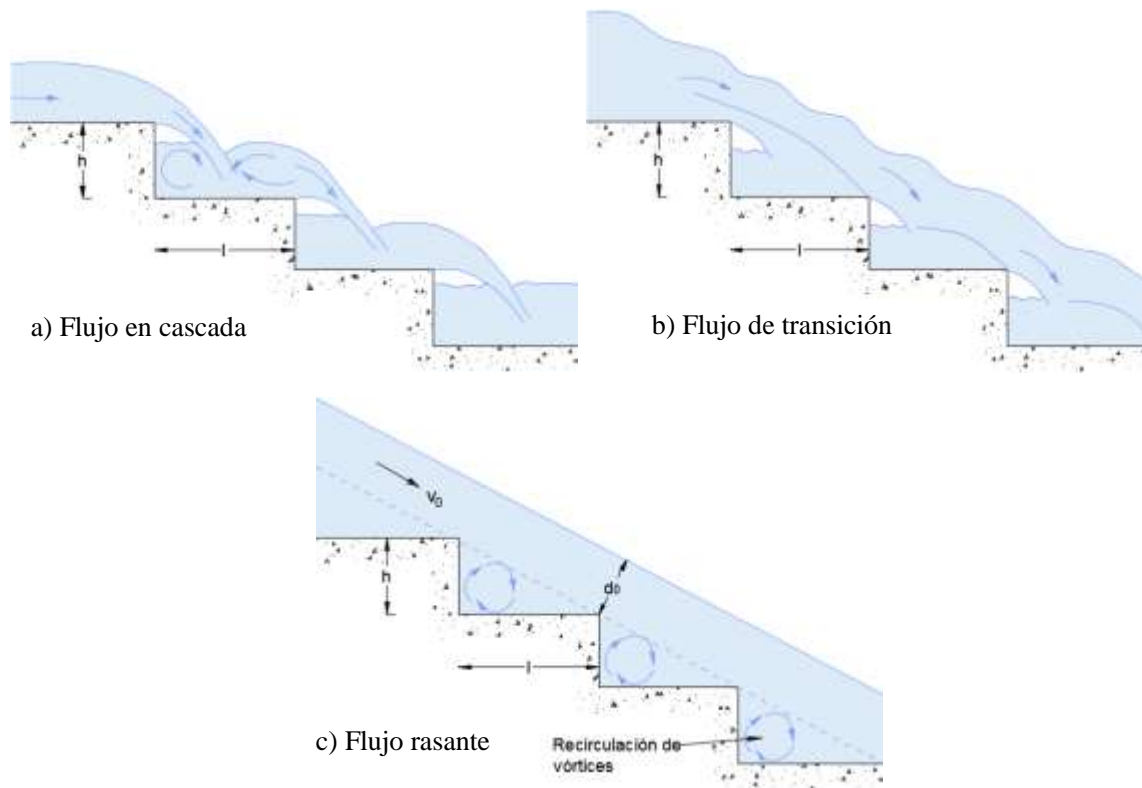


Figura 4.2 Tipos de flujo en un vertedor escalonado, recuperado de Velázquez, 2002.

IV.2.1 Flujo en cascada (*nappe flow*)

El régimen de flujo en cascada está definido por el agua que fluye en forma de una serie de saltos de un escalón a otro de manera sucesiva, y su comportamiento hidráulico está definido por la altura (h) y longitud (l) de sus escalones, y por el gasto que fluye sobre el vertedor. Si este flujo, al caer, logra quedar sobre la huella del escalón, se formará un salto hidráulico parcial o totalmente desarrollado (Amador, 2005), el comportamiento será el siguiente: antes de la arista del escalón, el régimen será subcrítico, al llegar al final del escalón se presentará las condiciones críticas del flujo, y al caer hacia el siguiente escalón y al principio de éste el flujo será supercrítico. Por otro lado, si no se presenta el salto hidráulico, el flujo comenzará a caer de manera desordenada sobre los escalones, llegando, en algunos casos, a no impactar al más próximo. Se pueden presentar tres tipos de flujo cascada (Chanson H. 1994 y 1995) como se muestra a continuación:



1. **Flujo en cascada con salto hidráulico completamente desarrollado**, se presentan cuando el gastos es pequeño y profundidad baja (que se llamará Sub régimen NA1), ver Figura 4.3. Después de la caída libre del agua, se desarrolla un flujo supercrítico, y aguas abajo, a causa de la pendiente teórica del escalón, se presenta un flujo subcrítico, por lo cual se genera un salto hidráulico, como resultado de la transición de un flujo en régimen supercrítico y un flujo en régimen subcrítico, justo antes de llegar al borde exterior del escalón se presenta el tirante crítico. El flujo en cascada con salto hidráulico completamente desarrollado se presentará si la longitud del escalón (huella) es mayor que la longitud de caída del chorro, más la longitud del salto hidráulico.

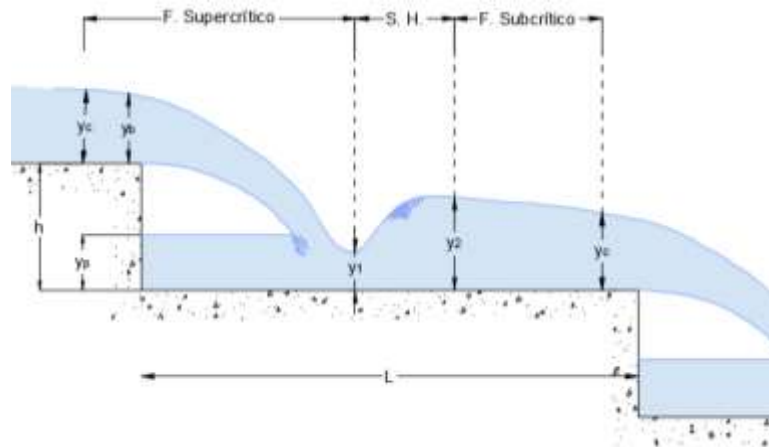


Figura 4.3 Sub régimen NA1.
recuperado de Velázquez, 2002.

2. **Flujo en cascada con salto hidráulico parcialmente desarrollado** (que se llamará sub régimen NA2), el salto hidráulico se encuentra parcialmente ahogado, ver figura 4.4, si el gasto aumenta o la huella del escalón es muy corta, el flujo en cascada no alcanzará a desarrollar completamente el salto hidráulico. El flujo, antes de que se forme el salto, caerá sobre el siguiente escalón. Este tipo de comportamiento del flujo, se denomina salto hidráulico parcialmente desarrollado. Para determinar el conjugado mayor del salto hidráulico, será necesario, determinar el perfil general del flujo gradualmente variado.

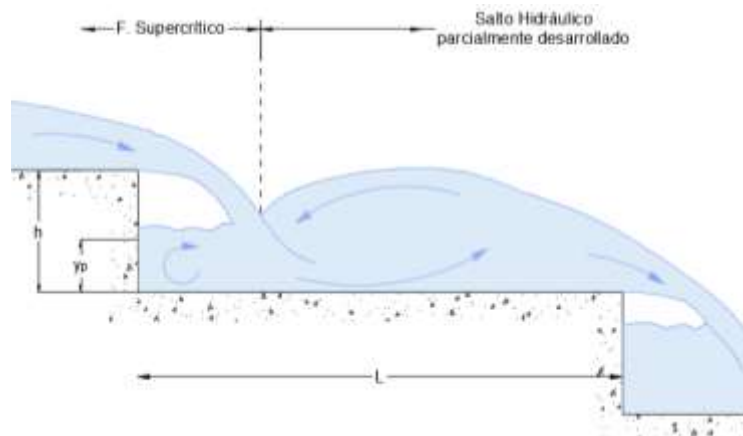


Figura 4.4 Sub régimen NA2.
recuperado de Velázquez, 2002.



3. Flujo en cascada sin salto hidráulico, en este caso no se presenta una sección crítica a la salida del escalón, sino que el flujo es supercrítico en todo su recorrido (que se llamará sub régimen NA3), ver figura 4.5. Esta última condición de régimen de flujo en cascada se presenta cuando el flujo no alcanza a salir del régimen de flujo supercrítico ($F > 1$), y no se forma un salto hidráulico. Para que ocurra esta condición, debe existir un aumento en el gasto o un incremento en la pendiente, el flujo desarrollado sobre el escalón siempre será supercrítico (la disipación de la energía solamente se deberá a los impactos del flujo contra la huella del escalón). Las propiedades del flujo en cascada, sin salto hidráulico, no se pueden prever con ninguna especie de cálculos analíticos convencionales (Amador, 2005).

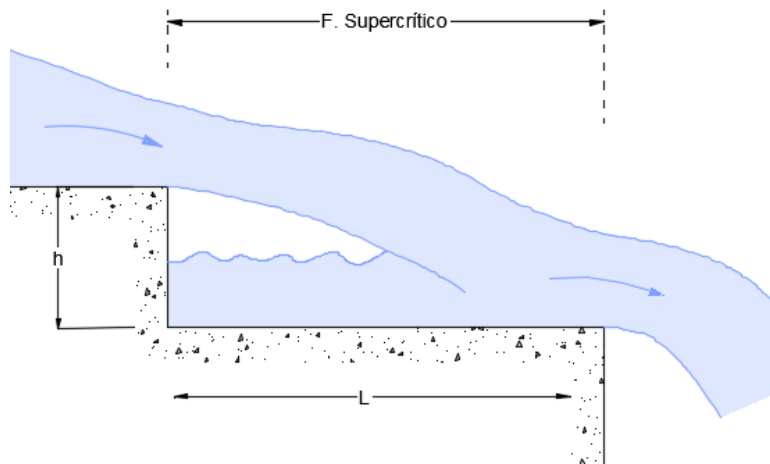


Figura 4.5 Sub régimen NA3.
recuperado de Velázquez, 2002.

Stephenson (1991), sugiere que para que se presente el régimen de flujo en cascada, es decir, que se presenten los saltos hidráulicos bien desarrollados y una máxima disipación de energía, se debe cumplir con las siguientes condiciones:

$$\tan \alpha = \frac{h}{l} < 0.20 \quad (4.1)$$

$$\frac{y_c}{h} < \frac{1}{3} \quad (4.2)$$

Donde

y_c tirante crítico, en m.

h altura del escalón, en m.

l longitud de la huella del escalón, en m.

α Pendiente del vertedor

Por medio del uso de ecuaciones de trayectoria del chorro y considerando principios de cantidad de movimiento, Chanson (2000) presentó unas expresiones para representar el comportamiento del flujo en cascada, con salto completamente desarrollado y parcialmente desarrollado. En la figura 4.6 se muestra un esquema de las variables involucradas.

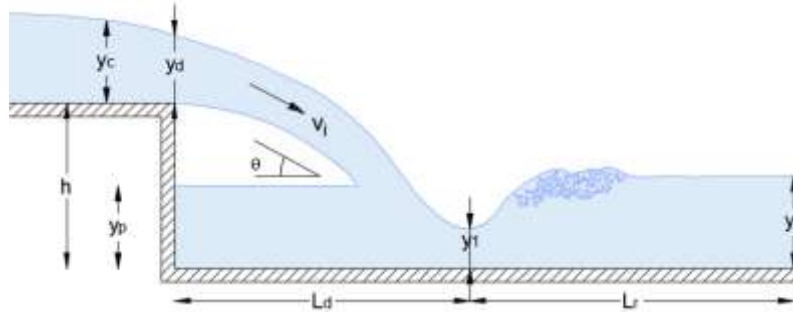


Figura 4.6 Salto hidráulico en un escalón.
recuperado de Velázquez, 2002.

Considerando el flujo sobre un escalón, como en la figura 4.6. Si se utiliza la ecuación de la cantidad de movimiento, entre las secciones y_c y y_1 (sección crítica a la salida del escalón superior y conjugado menor del salto hidráulico) se obtiene (Chanson, 1994):

$$\frac{y_1}{y_c} = \frac{2^{1/2}}{\frac{3}{2^{3/2}} + \sqrt{\frac{3}{2} + \frac{h}{y_c}}} \quad (4.3)$$

Y la carga total H_1 , en la zona 1, se puede expresar dimensionalmente como:

$$\frac{H_1}{y_c} = \frac{y_1}{y_c} + \frac{1}{2} * \left(\frac{y_c}{d_1}\right)^2 \quad (4.4)$$

Mientras que la relación entre y_1 , tirante conjugado menor del salto hidráulico con y_c , tirante crítico antes de la caída del escalón; solo puede obtenerse experimentalmente. Rand (1995) propuso las siguientes ecuaciones basadas en diversos experimentos de investigadores:

$$\frac{y_1}{h} = 0.54 \left(\frac{y_c}{h}\right)^{1.275} \quad (4.5)$$

$$\frac{y_2}{h} = 1.66 \left(\frac{y_c}{h}\right)^{0.81} \quad (4.6)$$

$$\frac{y_p}{h} = \left(\frac{y_c}{h}\right)^{0.66} \quad (4.7)$$

$$\frac{L_d}{h} = 4.3 \left(\frac{y_c}{h}\right)^{0.81} \quad (4.8)$$

Chanson (1994) propone las siguientes expresiones:

$$\frac{L_r}{y_1} = 8 \left[\left(\frac{y_c}{h}\right)^{1.5} - 1.5 \right] \quad (5.9)$$

$$\tan \theta = 0.838 \left(\frac{y_c}{h}\right)^{-0.586} \quad (4.10)$$

$$y_b = 0.715 y_c \quad (4.11)$$

Para que se presente el salto hidráulico completamente desarrollado debe cumplirse que Velázquez S. R. (2002):

$$\frac{(y_c)_{inicio}}{h} = 1.057 - 0.465 \left(\frac{h}{l}\right) \quad (4.12)$$

$$\left(\frac{y_c}{h}\right)_{car} = 0.0916 \left(\frac{h}{l}\right)^{1.276}; \text{ si } \left(\frac{y_c}{h}\right) < \left(\frac{y_c}{h}\right)_{car} \quad (4.13)$$



A partir de estas ecuaciones es posible conocer el comportamiento del flujo en cascada entre los escalones, ya que la altura del escalón es un dato propuesto y el tirante crítico y_c está en función del gasto, que también es conocido ya que son datos de diseño.

IV.2.2 Disipación de energía en flujo en cascada

Velázquez (2002) menciona que la disipación de energía en un régimen de flujo en cascada ocurre por la interacción del chorro en el aire durante su caída entre escalones, por el impacto que se genera al caer sobre el siguiente escalón, por la disipación turbulenta del chorro en el flujo en el escalón y por la disipación de energía en el salto hidráulico, total o parcialmente desarrollado en el escalón, como se mostró en las figuras 4.3 y 4.4.

La disipación total de energía a lo largo del vertedor es igual a la diferencia entre la máxima carga disponible $H_{m\acute{a}x}$ y la energía residual que existe en el fondo del vertedor. Esta energía residual, en caso necesario, se disipa por un salto hidráulico en un tanque amortiguador que se encuentra al pie del vertedor.

Para el caso en el que se presenta el salto hidráulico completamente desarrollado en el escalón, la pérdida de carga será igual a la altura del escalón, porque la energía a la salida del escalón es la energía mínima, que corresponde con el tirante crítico.

En cuanto a la pérdida total a lo largo de todo el vertedor sería igual a la diferencia entre la carga total $H_{m\acute{a}x}$ y la carga al final del vertedor, en el último escalón H_p . De acuerdo con Chanson (1994), si se aplica la ecuación de la cantidad e movimiento se tiene que:

$$\frac{\Delta h}{H_{m\acute{a}x}} = 1 - \left[\frac{y_1 + \frac{1}{2} \left(\frac{y_c}{y_1} \right)^2}{\frac{2}{3} \frac{H_c}{y_c}} \right] \quad (4.14)$$

Donde H_c es la altura de cortina hasta la cresta, medida desde la elevación del punto de descarga, H_0 es la elevación desde la superficie libre del agua.

Sustituyendo las ecuaciones 5.5 a 5.8 en la ec. 4.14, se llega a las siguientes ecuaciones para evaluar la pérdida total.

$$\frac{\Delta h}{H_{m\acute{a}x}} = 1 - \frac{0.54 \left(\frac{y_c}{h} \right)^{1.275} + 1.715 \left(\frac{y_c}{h} \right)^{-0.55}}{\frac{3}{2} \frac{H_{presa}}{y_c}} \quad (4.15)$$

Donde

y_c tirante crítico, en m.

h altura del escalón, en m.

H_{presa} carga desde la cresta hasta el pie del vertedor, en m.

H_0 carga de diseño, en m.

Δh pérdida de energía, en m.

En el caso de un vertedor libre la máxima carga disponible y la altura de la presa se expresa como:



$$H_{m\acute{a}x} = H_{presa} + 1.5y_c \quad (4.16)$$

De acuerdo con Chanson (1994), la velocidad del flujo una vez que impacta con la masa de agua acumulada en la huella, puede ser expresada de la siguiente manera:

$$\frac{v_i}{v_c} = 1.455 \left(\frac{y_c}{h} \right)^{-0.483} \quad (4.17)$$

Para determinar el espesor del flujo en cascada que tiene el chorro al momento de impactar en el escalón se puede calcular con la expresión:

$$\frac{y_i}{h} = 0.687 \left(\frac{y_c}{h} \right)^{1.483} \quad (4.18)$$

IV.2.3 Flujo de transición

Se caracteriza por el completo sumergimiento de los escalones, de manera que se presenta el aspecto de una lámina que salta en escalón a escalón, anteriormente sólo se consideraban dos tipos de flujo, el flujo en cascada y el rasante, pero estudios realizados por Chanson establecieron la existencia de un flujo de transición entre los dos flujos antes mencionados, González (2007) también mostró que bajo condiciones de flujo en transición se presentan grandes fluctuaciones de velocidad, espuma, que permite que partículas de agua salgan fuera del vertedor (figura 4.7), poniendo en riesgo la operación del vertedor, incluso las grandes variaciones de velocidad pueden provocar el rompimiento de la base de los escalones debido a las fuertes fluctuaciones de presión que se generan, llevando a un problema más grande donde fallaría totalmente la estructura.

De acuerdo con Amador (2005), el régimen de flujo de transición se describe por la coexistencia del flujo en cascada y el flujo rasante en distintos escalones. A lo largo del recorrido, se pueden apreciar cavidades o vacíos de aire en algunos escalones, mientras que en otros se observa una recirculación estable del flujo (formación de flujos secundarios o vórtices).

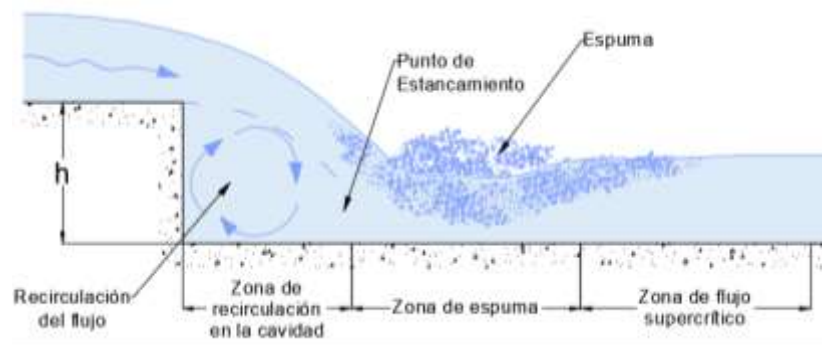


Figura 4.7 Flujo de transición.
recuperado de Rendón Ricardi, 2011.



El flujo de transición se observa cuando el vertedor opera con gastos intermedios, presentando grandes fluctuaciones como se mencionó anteriormente, lo que provoca que las propiedades del flujo cambien de un escalón a otro. Chanson y Toombes (2004) realizaron una de las pocas caracterizaciones del flujo aunque la información de este tipo de régimen está limitada. Dichos autores dividen el flujo en dos tipos como se muestra a continuación:

1. El flujo que llamaremos TRA1, se presenta cavidades de aire de diversos tamaños debajo de la corriente principal, entre la parte inferior del flujo y el fono del escalón.
2. El flujo que llamaremos TRA2 donde dichas cavidades de aire alternan con vórtices de flujo re circulante. (González & Chanson, 2007).

IV.2.4 Flujo rasante (skimming flow)

El flujo rasante se caracteriza por el completo sumergimiento de los escalones, de manera que no presenta el aspecto de una lámina fluyente que salta de escalón a escalón, así como la elevada concentración de aire que fluye por encima de las aristas de los escalones (pseudo-fondo), debajo de la corriente principal del flujo, en las cavidades formadas por los escalones, se observan vórtices de flujo recirculante (González y Chanson, 2007). Dichos vórtices se mantienen dado el esfuerzo cortante que se transmite sobre la corriente principal del flujo y que contribuye en la disipación de energía, observándose para gastos mayores. Cuando el borde de la capa límite turbulenta alcanza la superficie libre, se produce el arrastre de aire hacia la superficie libre (Figura 4.8).

En un vertedor escalonado se pueden ver claramente distintas regiones del flujo rasante, en primer lugar se observa la zona inicial donde el flujo no es aireado, en esta zona la superficie libre se ve lisa y transparente (I. Paloma, 2017). La capa límite desarrollada desde la cresta, aumenta hasta alcanzar la superficie libre. Este punto de contacto se conoce como punto de inicio de aireación, y marca el comienzo de un flujo gradualmente variado, donde la turbulencia produce una aireación natural de la superficie libre. Aguas abajo, el flujo se vuelve uniforme sin presentar cambios en el tirante, concentración de aire o distribución de velocidades. A continuación se explican las tres regiones que se observan en el flujo a lo largo de la descarga.

Región No. 1.- La zona no aireada, que se encuentran en la parte más alta del vertedor, donde se inicia el desarrollo de la capa límite. En este punto el flujo decrece su energía potencial y aumenta su energía cinética, es decir, el tirante decrece con la distancia, haciendo que el flujo aumente su velocidad.

Región No. 2.- En esta zona la capa límite alcanza la superficie del agua, permitiendo que ingrese aire al flujo; donde se encuentra el punto de inicio de aireación, aguas abajo se observa una zona rápidamente variada donde la aireación no ocupa la totalidad de la sección transversal, el ingreso de aire en el flujo aumenta el tirante, gradualmente, presentándose un flujo gradualmente variado aguas abajo. La zona de flujo gradualmente variado se caracteriza por la variación de los valores de la concentración media del aire hasta llegar a las condiciones de equilibrio del flujo uniforme.



Región No. 3.- La zona completamente aireada tiene las características del flujo completamente desarrollado, es decir, profundidad, concentración de aire, velocidad y profundidad son constantes, con lo anterior se concluye que estas características son funciones de la pendiente y la rugosidad y da lugar a un flujo uniforme. Boes y Hager (2003) proponen una expresión para determinar la altura mínima del vertedor (H_{presa}) necesaria para la formación del régimen uniforme:

$$\frac{H_{presa}}{y_c} \approx 24 * (\text{sen } \alpha)^{2/3} \quad (4.19)$$

Por otro lado, Matos (2000) propone un valor superior al de Boes y Hager (2003), este valor se basa en las mediciones de la concentración media a lo largo del vertedor y sugiere una altura relativa mínima de $\frac{H_{presa}}{y_c} \approx 30$ para que se considere la presencia del flujo uniforme.

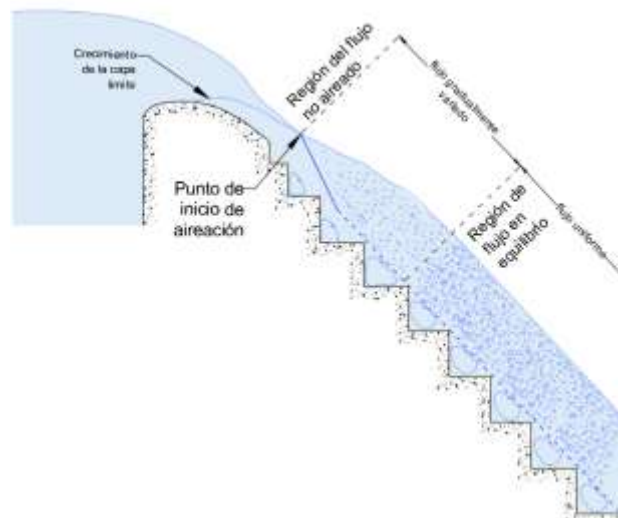


Figura 4.8 Regiones de flujo a lo largo en el vertedor escalonado.
Recuperado de Velázquez, 2002.

Aguas abajo del punto de inicio de aireación se observa como la lámina del flujo del agua tiene una ondulación. Matos (1999) comprobó experimentalmente que dependiendo de la pendiente del canal del vertedor, ocurren distintos flujos secundarios, así el flujo rasante puede ser subdividido, Chanson (1997), propuso la clasificación de este flujo en tres tipos basándose en las características de los vórtices generados debajo de la corriente principal del flujo.

1. Flujo rasante para pendientes suaves, que llamaremos SK1, se presenta cuando se tienen pendientes teóricas pequeña ($5^\circ < \alpha < 15^\circ$) y gastos pequeños. En este caso los vórtices que se generan solo ocupan la parte de aguas arriba de la huella del escalón, ver figura 4.9. Se caracteriza por el impacto de la “estela”, que es la línea de corriente del flujo principal más cercana al fondo, en el siguiente escalón donde se presenta algo de resistencia por fricción en el escalón aguas abajo.

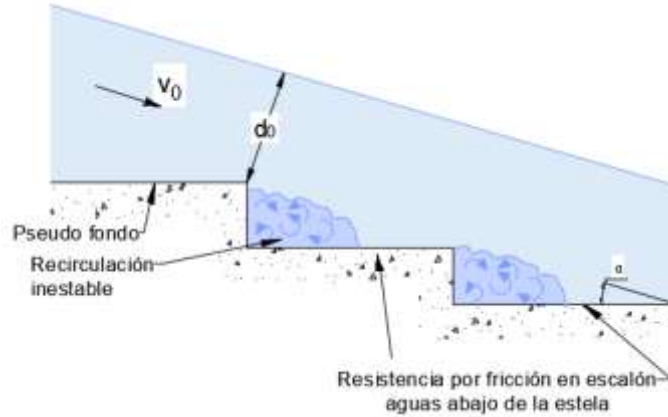


Figura 4.9 Sub régimen SK1.
Recuperado de Velázquez, 2002.

2. **Flujo rasante para pendientes moderadas**, que llamaremos SK2, se presenta cuando se tienen pendientes teóricas bajas o moderadas ($15^\circ < \alpha < 22^\circ$) y gastos grandes. El flujo escurre paralelamente al pseudo-fondo y los vórtices que se presentan ocupan casi toda la huella del escalón, que incluso, interfieren en el siguiente vórtice del escalón aguas abajo, ver figura 4.10. No existe resistencia por la fricción en el escalón.

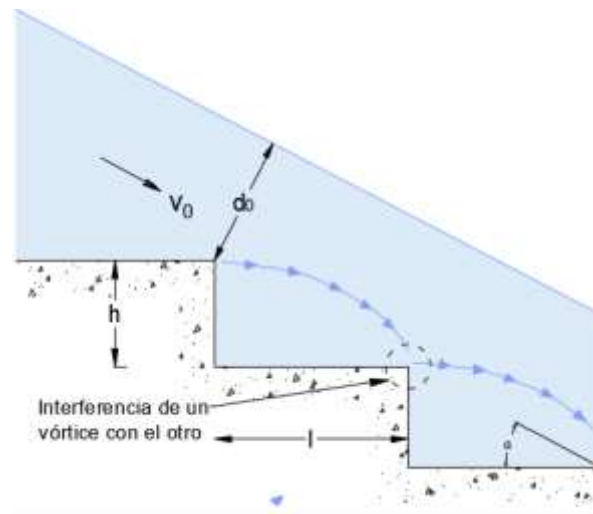


Figura 5.10 Sub régimen SK2.
Recuperado de Velázquez, 2002.

3. **Flujo rasante para pendientes pronunciadas**, que llamaremos SK3 se presenta cuando se tienen pendientes teóricas grandes o considerables ($\alpha > 22^\circ$). El flujo también escurre paralelamente al pseudo-fondo independientemente de las dimensiones geométricas del escalón y los vórtices que se generan son de un tamaño casi estable. Figura 4.11.

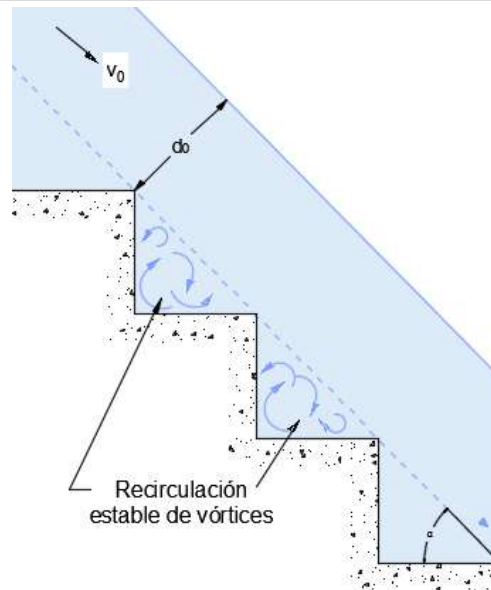


Figura 4.11 Sub régimen SK3.
Recuperado de Velázquez, 2002.

IV.2.5 Disipación de energía en flujo rasante

Chanson (1994) a partir de las ideas de Morris (1955) y Rajaratnam (1990) Si se considera que se presenta el flujo uniforme antes del final del vertedor, las pérdidas de energía Δh se pueden expresar de la siguiente manera

$$\frac{\Delta h}{H_{m\acute{a}x}} = 1 - \frac{\left(\frac{f_e}{8 \operatorname{sen} \alpha}\right)^{1/3} \cos \alpha + \frac{1}{2} E_c * \left(\frac{f_e}{8 \operatorname{sen} \alpha}\right)^{-2/3}}{\frac{2}{3} * \frac{H_{presa}}{y_c}} \quad (4.20)$$

Donde

- f_e factor de fricción, considerando aire incluido en el flujo.
- α ángulo de la rápida con respecto a la horizontal del vertedor.
- E_c coeficiente de coriolis.
- H_{presa} carga desde la cresta hasta el pie del vertedor, en m.
- H_0 carga de diseño, en m.
- Δh pérdida de energía, en m.

Si no se considerara la inclusión de aire en el flujo entonces se tendría que obtener el coeficiente de fricción f de Darcy-Weisbach, se encuentra entre 0.5 y 4, teniendo 1.3 como promedio. Aunque para un diseño preliminar de vertedor escalonado es posible utilizar f_e entre 0.07 y 0.1

La carga residual se obtiene a partir de:

$$\frac{H_{res}}{y_c} = \frac{\left(\frac{f_e}{8 \operatorname{sen} \alpha}\right)^{1/3} \cos \alpha + \frac{1}{2} E_c * \left(\frac{f_e}{8 \operatorname{sen} \alpha}\right)^{-2/3}}{\frac{H_{presa}}{y_c} + 1.5} \quad (4.21)$$



IV.3 Umbral de cambio de flujo en cascada a rasante

Existen varias investigaciones que analizan el momento en el que el flujo cambia del flujo en cascada a flujo rasante, la aireación se puede observar tanto en el flujo en cascada como el flujo rasante, el primer flujo se presenta con gastos pequeños y se observa como cae el flujo sucesivamente en cada escalón. Al incrementarse el gasto, el flujo tiene una transición a un flujo rasante. Chanson (1994), estableció que el inicio del flujo rasante se presenta cuando la cavidad del aire que se genera en las caídas de los escalones desaparece, y este volumen es ocupado por agua.

Chanson (1994), analizo varios datos de diversos experimentos y autores, proponiendo la siguiente ecuación para el inicio de flujo en cascada:

$$y_{c \text{ inicio}} = \frac{1.057 - 0.465 (h/l)}{h} \quad (4.22)$$

En la figura 4.12 se muestra el inicio del flujo rasante y las regiones del flujo en cascada.

Ohtsu y Yasuda (1997) fueron los primeros en presentar las expresiones para el límite superior del flujo en escalón y el inicio del flujo rasante

- Límite superior del flujo en cascada

$$\frac{y_c}{h} = \frac{(1.4 - \frac{h}{l})^{0.26}}{1.4} \quad (4.23)$$

- Inicio del flujo rasante

$$\frac{y_c}{h} = 0.854 * \left(\frac{h}{l}\right)^{-0.169} \quad (4.24)$$

Matos (1999), basado en sus propios datos y los obtenidos por por Ohtsu y Yasuda (1997), presentó las siguientes expresiones:

- Límite superior del flujo en cascada

$$\frac{y_c}{h} = 0.634 + 0.446 \exp^{-2.884 \frac{h}{l}} \quad (4.25)$$

- Inicio del flujo rasante

$$\frac{y_c}{h} = 0.634 + 0.446 \exp^{-2.623 \frac{h}{l}} \quad (4.26)$$

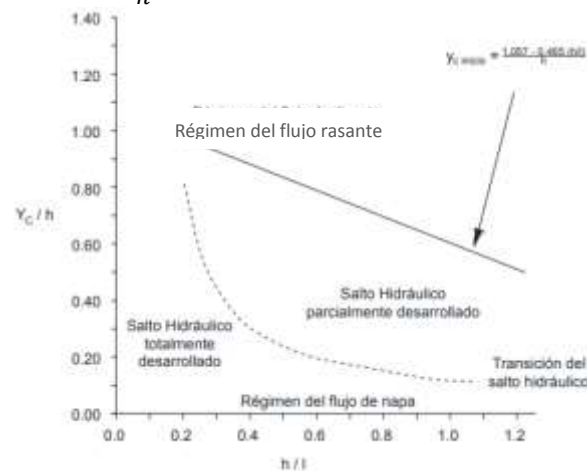


Figura 4.12 Inicio del flujo rasante, Chanson 1994.



A partir de las observaciones realizadas por Ohtsu y Yasuda (1997), Chanson (2002) y Amador (2005), realizaron un ajuste de mínimos cuadrados que permite obtener las dos siguientes expresiones para el límite superior del flujo en cascada y para el inicio del flujo rasante:

- Límite superior del flujo en cascada

$$\frac{y_c}{h} = 0.649 * \left(\frac{h}{l}\right)^{-0.175} \quad (4.27)$$

- Inicio del flujo rasante

$$\frac{y_c}{h} = 0.862 * \left(\frac{h}{l}\right)^{-0.165} \quad (4.28)$$

IV.4 Cavitación y aireación

IV.4.1 Cavitación

En obras hidráulicas de alta caída, un factor que interfiere en el diseño de estas y que representa un grave problema para su operación y mantenimiento, es la destrucción de las superficies expuestas a flujos de alta velocidad. Dicha destrucción se debe a la cavitación y se presenta en cambios de dirección o ante la presencia de cualquier obstáculo que impida al flujo pasar libremente y en las conducciones (Arreguín, 2000).

Cuando la cavitación se presenta localmente, se debe cambiar la geometría, airear la zona, la cavitación consiste en la formación de una cavidad o burbuja dentro de un flujo llena de vapor de agua, esto ocurre si en cualquier punto del flujo se presenta una presión negativa o menor que la presión de vaporización del agua. Cuando la velocidad del flujo es alta y no hay acceso de aire, la reducción de presión provocada por cambios de dirección, obstáculos y la rugosidad de la superficie, pueden hacer que la presión crítica se exceda y que en esa zona se forme una cavidad llena de vapor de agua y aire.

La cavitación en una obra de excedencias, es un fenómeno que se produce cuando la presión absoluta en el interior de un fluido disminuye hasta la presión de vaporización del fluido, en este punto los esfuerzos de tensión en el interior del fluido causan la formación de bolsas o cavidades de vapor, a partir de estas cavidades se desprenden burbujas de vapor que son transportadas a regiones de alta presión donde se condensan súbitamente produciéndose una explosión. La cavitación trae consigo el efecto de altos esfuerzos hasta de 10 000 kg/cm² en la superficie del material, provocando el desprendimiento del material aún en superficies de acero.

En la mayoría de los casos, el impacto del agua en la zona dañada y las subpresiones que se causan bajo los recubrimientos pueden poner en riesgo el funcionamiento de la obra,

Las condiciones de cavitación pueden describirse mediante el número de Thomas o conocido como índice de cavitación, dado por:

$$\sigma = \frac{hp - hv}{V_k^2 / 2g} \quad (5.29)$$



Donde:

σ índice de cavitación

h_p carga de presión, en m..

h_v carga de vaporización, en m.

V_k^2/g carga de velocidad, en m.

El mecanismo que da origen al proceso de cavitación en las obras de excedencia, está asociado principalmente a la fluctuación de turbulencia generada en la frontera rígida como consecuencia de la rugosidad local (Figura. 4.13) (tales como desplazamientos causados por juntas en el concreto, nervaduras longitudinales, y detalles constructivos). Algunas causas frecuentes de erosión por cavitación asociadas a la rugosidad local (Rosales, 2013) se muestran en la Figura. 4.14.

Por ello debe ser importante considerar la forma de inclusión de aire, para reducir la probabilidad de riesgos por cavitación.

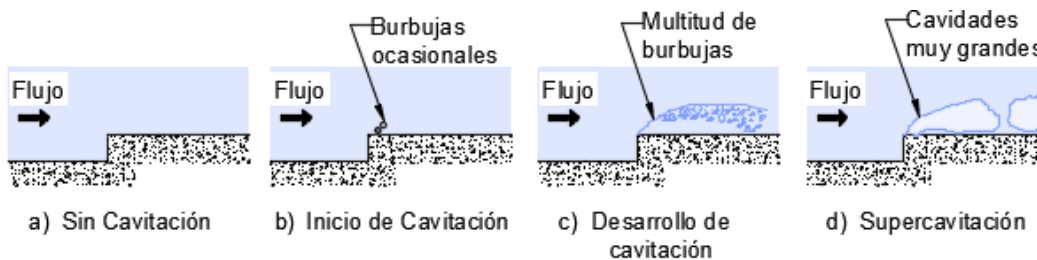


Figura 4.13 Formación de cavitación por efecto de la rugosidad local, recuperado de R. Quíroz, 2013.

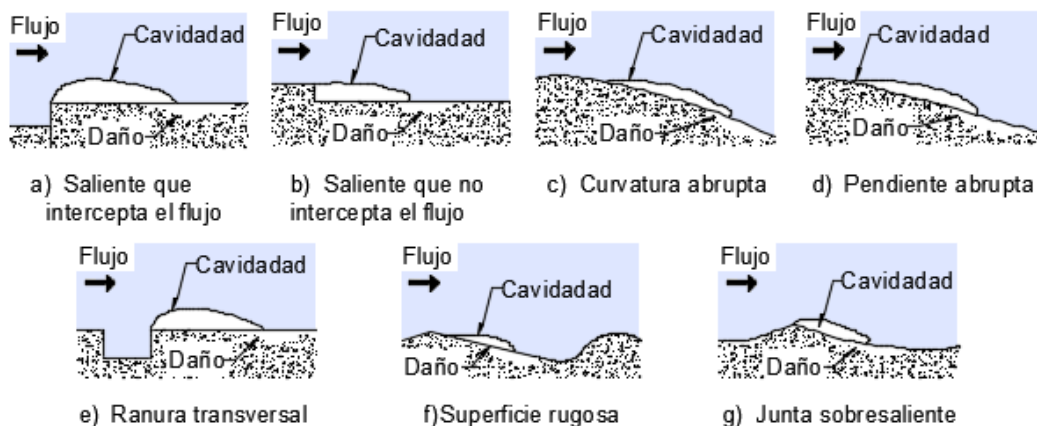


Figura 5.14 Causas frecuentes de erosión por cavitación asociadas a la rugosidad local. recuperado de R. Quíroz, 2013.



IV.4.2 Aireación natural

En los vertedores la aireación toma gran importancia cuando se trata de presas grandes, que tienen gastos elevados y cuyo funcionamiento es frecuente. El proceso de aireación se produce en las rápidas de los vertedores y tiene su origen en la formación de turbulencia debido a las altas velocidades que se presentan.

El arrastre del aire, puede producirse de forma “natural”, a lo largo de toda la superficie del agua (aireación longitudinal) o bien localmente en discontinuidades provocadas por superficies debida a fenómenos puntuales, tales como el impacto de un chorro o la presencia de una pila (aireación local). Cuando existe la posibilidad de que se presenten problemas por cavitación o depresiones, y la concentración de aire alcanzada con la aireación natural no es suficiente para prevenir estos fenómenos, se recurre a la utilización de aireadores “artificiales” en donde se introduce localmente aire.

Al inicio de la descarga en la superficie libre del flujo es lisa y transparente, pero la turbulencia generada por la rugosidad del vertedor, provoca que la capa límite turbulenta crezca gradualmente hasta alcanzar la superficie libre, alterando la superficie con la presencia de vórtices que arrastra el aire en la rápida, a este punto se le conoce como punto de inicio de aireación.

Aguas abajo del punto de inicio de aireación, el flujo está compuesto de una mezcla de agua-aire que se extiende gradualmente hasta la superficie del vertedor para pendientes pronunciadas, en el caso de pendientes no tan pronunciadas el equilibrio se presenta antes de alcanzar la superficie del vertedor. El flujo cerca de la superficie es un flujo altamente aireado con una concentración de aire de .5 a 0.9, las burbujas de aire que se llegan a presentar tienen alrededor de 10 a 20 mm de diámetro, lejos de la superficie la concentración disminuye y el diámetro de las burbujas también alcanzado entre 0.5 a 3 mm de diámetro.

V.4.3 Aireación forzada

Debido a que se han construido presas de gran altura, las cuales pueden sobrepasar los 200m, las descargas sobre los vertedores pueden llegar a ser muy grandes, como consecuencia, las velocidades que se desarrollan pueden ser tan altas hasta llegar a un orden de 50 m/s.

La concentración de aire (C_e) es la relación de volumen de aire con el volumen agua aire. De acuerdo con Chanson (1994) en vertedores escalonados, la concentración media de aire puede ser estimada como:

$$C_e = 0.9 \operatorname{sen} \alpha \quad (4.31)$$

Por otro lado, Ohtsu et al. (2004) se enfocó en encontrar la ecuación que permitiera calcular la concentración media en la zona de flujo rápidamente variado y gradualmente variado, que está en función de ángulo α y de la altura relativa $\left(\frac{h}{y_c}\right)$ y puede expresarse de la siguiente manera:



$$C_e = D - 0.3 \exp\left(-5\left(\frac{h}{y_c}\right)^2 - 4\left(\frac{h}{y_c}\right)\right) \quad (4.32)$$

- Para $5.7^\circ \leq \alpha \leq 19^\circ$ y $0.1 \leq \left(\frac{h}{y_c}\right) \leq \left(\frac{h}{y_c}\right)_s$

$$D = 0.30$$

- Para $19^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$ y $0.1 \leq \left(\frac{h}{y_c}\right) \leq \left(\frac{h}{y_c}\right)_s$

$$D = -2.0 \times 10^{-4} \alpha^2 + 2.14 \times 10^{-2} \alpha - 3.57 \times 10^{-2}$$

Donde:

$$\left(\frac{h}{y_c}\right)_s = \frac{7}{6} (\sin \alpha)^{1/6} \quad (4.33)$$

IV.4.4 Inicio de aireación en flujo rasante

González & Chanson (2007) mencionan que en el comienzo de zona de inicio de la aireación, la turbulencia es tan alta que se rompe la tensión superficial, inyectando hacia aguas abajo el aire atrapado. Luego de atrapar dicho aire, el flujo tiende a uniformizarse manteniendo las condiciones aguas abajo del vertedor, constantes o en equilibrio.

La determinación del punto de aireación en vertedores escalonados, es un parámetro importante en el diseño ya que está directamente relacionado con el fenómeno de cavitación, la disipación de la energía. En la zona no aireada, el flujo se comporta, como un flujo gradualmente variado (Rosado, 2017).

Chanson (1994) propone que la localización del punto de inicio de aireación a partir del cual el flujo es aireado se puede ubicar con las ecuaciones (4.34) y (4.35):

$$\frac{L_i}{k_s} = 9.72 (\sin \alpha)^{0.080} Fr_*^{0.71} \quad (4.34)$$

$$\frac{d_i}{k_s} = \frac{0.403}{(\sin \alpha)^{0.04}} Fr_*^{0.59} \quad (4.35)$$

Donde

Fr_* es el Froude rugoso que se expresa como:
$$Fr_* = \frac{q}{\sqrt{g \sin \alpha * k_s^3}}$$

$k_s = h \cos \alpha$ es la rugosidad de forma

Para evitar fluctuaciones sobre los escalones Chanson (2004), propone la siguiente relación:

$$\frac{q}{\sqrt{gh^3}}$$

Para asegurar la disipación de energía adecuada sobre el vertedor se debe cumplir que:

$$\frac{q}{\sqrt{gh^3}} < 60 (\cos \alpha)^{1.5} \quad (4.36)$$

$$\left(\frac{q}{\sqrt{gh^3}}\right)^{2/3} < 0.119 \cos \alpha (\sin \alpha)^{0.26} \left(\frac{L_{tv}}{h \cos \alpha}\right)^{0.935} \quad (4.37)$$

L_{tv} es la longitud del vertedor desde la cresta vertedora hasta el final del conducto de descarga



IV.5 Metodología de diseño. Ejemplo de cálculo de una presa vertedora con descarga escalonada

En el diseño de un vertedor escalonado se conocen la altura de la cortina, el talud de su cara aguas abajo, el gasto de diseño y el tamaño de escalón, el cual generalmente se rige por la técnica constructiva utilizada. Por ende, el diseñador tiene que estimar la capacidad del vertedor y la disipación de energía.

En vertedores escalonados, la máxima capacidad se obtiene con flujos rasantes, mientras que la máxima disipación de energía se alcanza con flujos en cascada. Por tal razón, el régimen de flujo de operación en el vertedor se selecciona con base en las necesidades del proyecto (mayor disipación de energía o mayor gasto de diseño) y en base a las características del lugar.

Este criterio se enfoca en vertedores operando con flujos rasantes. Para presas de gravedad y enrocamiento, donde se requiere conducir el mayor gasto posible, se recomienda que el vertedor opere con flujo rasante para la mayoría de los gastos que se presentan (incluyendo avenidas menores a las de diseño). El flujo transitorio debe ser evitado, ya que puede causar fluctuaciones hidrodinámicas importantes en el vertedor y provocar fallas.

Para la ejemplificación del diseño de un vertedor con descarga escalonada se tomaran los datos de la presa el Realito que se usaron en el capítulo anterior para mostrar el diseño de un vertedor con descarga en rápida. Se presenta una metodología a seguir paso a paso con base en la propuesta de Chanson (1994):

I. Avenida de diseño

Al igual que en el diseño de una presa con descarga en rápida, conocer el gasto máximo de descarga de vertedor, correspondiente a la avenida de diseño es el parámetro fundamental, para el caso de ejemplo se tiene $Q=1,670 \text{ m}^3/\text{s}$.

II. Selección de régimen

Como se ha visto en el capítulo IV, existen dos tipos de diseño de vertedor escalonado, que se basan en la selección del tipo de régimen que se desea que se presenten sobre el vertedor escalonado:

- Régimen de flujo en cascada
- Régimen de flujo rasante

El primer caso se presenta para presas con poca altura y/o gastos pequeños, el segundo caso es el flujo de diseño que comúnmente se presenta en presas con descarga escalonada. Es indispensable que al llevarse a cabo el diseño de este tipo de vertedor se evite la presencia del flujo e transición, ya que este tipo de flujo es inestable y podrían generar daños a la estructura.

III. Geometría del vertedor

En este caso ya se cuenta con esta información, donde los datos de la geometría incluyen la pendiente teórica que tendrá el vertedor que permite establecer la altura y la longitud del escalón; con la finalidad de proveer las condiciones de flujo óptimas



y/o las mejores condiciones para la disipación de energía, recordando que estas medidas están en función del gasto, de la pendiente, del tipo de flujo elegido.

IV. Características hidráulicas

En el diseño se considera calcular las siguientes características para analizar el funcionamiento del vertedor como: la profundidad del flujo (tirantes que se presentan en los escalones del vertedor), velocidad, aireación y disipación de energía. Algo muy importante que se debe mencionar es que el gasto con el que se está revisando las características, es con el gasto de diseño, aunque sería importante mencionar que existen gastos menores que se pueden presentar.

V.5.1 Gasto de diseño

En base a los datos que se presentaron en el capítulo anterior el gasto unitario es:

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{1670}{80} = 20.88 \frac{m^3}{s} / m$$

V.5.2 Selección de régimen

Por lo tanto se desea que el régimen de flujo que se presente sea el flujo rasante ya que con los datos que se toman como ejemplo cumplirían para que se presentara este tipo de flujo.

V.5.3 La geometría del vertedor

La presa tiene una altura $H_{presa} = 85.6 m$ y un ángulo de inclinación con la horizontal (α) del vertedor de 49.63° . Con base en la información que se tiene hasta la actualidad se propone que la altura (h) del escalón sea de 1.2 m.

En cuanto a la longitud del escalón, se calcula con la ecuación siguiente:

$$\tan \alpha = \frac{h}{l},$$
$$l = \frac{1.2 m}{\tan 49.63^\circ} = 1.02 m$$

V.5.4 Características del vertedor

Como primer análisis, se calculan las características hidráulicas para un régimen de flujo en cascada.

○ *Flujo en cascada*

Para una sección rectangular el tirante crítico es:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{20.88^2}{9.81}} = 3.54 m$$

Siendo,

$$\frac{y_c}{h} = \frac{3.54}{1.2} = 2.951$$



De las ecuaciones propuestas por Rand y Chanson se obtiene con las ecuaciones (4.5) y (4.6) los tirantes conjugados del salto:

$$y_1 = 1.2(0.54(2.951)^{1.275}) \\ = 2.573m$$

$$y_2 = 1.2(1.66(2.951)^{0.81}) \\ = 4.786 m$$

Los tirantes que se presentan al borde del escalón y sobre el escalón se calculan con las ecuaciones (4.11) y (4.7):

$$y_b = 0.715(2.864) \\ = 2.532 m$$

$$y_p = 1.2(2.951)^{0.66} \\ = 4.786 m$$

Las longitudes de la caída de la cascada (ec. 4.8) y del salto (ec. 4.9) son:

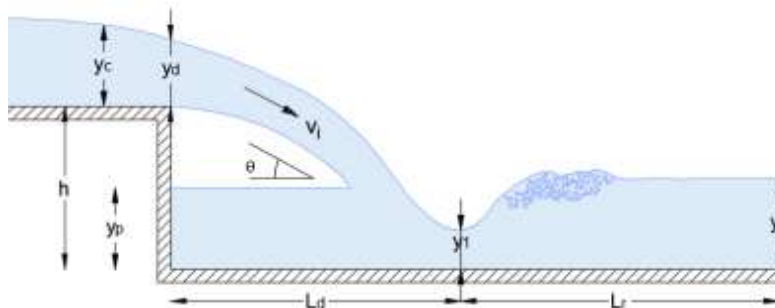
$$L_d = 1.2 * 4.3(2.951)^{0.81} \\ = 12.398 m$$

$$L_r = 2.575 * 8[(2.951)^{1.5} - 1.5] \\ = 2.32 m$$

Con un ángulo de impacto (ec.4.10):

$$\tan \theta = 0.838(2.951)^{-0.586} \\ \theta = \tan^{-1}.444 = 23.96^\circ$$

Hasta ahora, no se presentará un flujo en cascada ya que la longitud para que se desarrolle el salto hidráulico es mayor que la longitud de la huella del escalón que se está proponiendo.



Para que se presentara el salto hidráulico completamente desarrollado debería cumplirse con las expresiones de las ec. (4.13).

Donde:

$$\frac{(y_c)_{inicio}}{h} = 1.057 - 0.465(1.18) = 0.51 \\ \left(\frac{y_c}{h}\right)_{car} = 0.0916(1.18)^{1.276} = 0.113$$



Por lo que no se cumple con la desigualdad planteada, una vez más confirmado que no se presentara el salto hidráulico completamente desarrollado y que el vertedor no funcionara con un flujo en cascada para el gasto de diseño planteado.

$$\left(\frac{y_c}{h}\right) > \left(\frac{y_c}{h}\right)_{car}$$

Se presentan en la tabla 4.2 las características de este tipo de flujo, solo para mostrar los valores de ellos, en el siguiente capítulo se comentarán.

Tabla 4.2 Características hidráulicas en flujo en cascada

Variable	Valor	Comentario
y_c	3.542 m	Tirante crítico
y_c/h	2.951	Tirante crítico adimensional
$y_{cinicio}/h$	0.510	Se presenta un régimen de flujo en cascada
$(y_c/h)_{car}$	0.113	No se presenta un Salto hidráulico completamente desarrollado
y_b	2.532 m	Tirante que se presenta al borde del escalón
d_i	4.104 m	Espesor de la cascada al momento de impactar aguas abajo
v_i	0.863 m/s	Velocidad de impacto de la cascada
θ	23.962°	ángulo del impacto
y_1	2.575 m	Tirante conjugado menor del salto
v_1	8.106 m/s	Velocidad al inicio del salto
Fr_1	1.613	Número de Froude al inicio del salto
y_2	4.786 m	Tirante conjugado mayor del salto
y_p	2.451 m	Profundidad del flujo en el escalón
L_d	12.398 m	Longitud de la caída de la cascada
L_r	2.320 m	Longitud del salto hidráulico
$\Delta H/H_{máx}$	93%	Porcentaje de disipación de energía

○ *Flujo rasante*

De acuerdo con Chanson (2002) y Amador (2005) el límite superior del flujo en cascada está dado por la ecuación (4.27).

$$y_c = \left(0.649 * \left(\frac{1.2}{1.02}\right)^{-0.175}\right) * 1.2 = 0.757 \text{ m}$$

Con la ecuación 4.28 se calcula el inicio del flujo rasante

$$y_c = \left(0.862 * \left(\frac{1.2}{1.02}\right)^{-0.165}\right) * 1.2 = 1.01 \text{ m}$$

Sabiendo que:

$$Q = VA = \sqrt{g y_c} * b * y_c \quad (4.38)$$

$$q = \sqrt{g y_c}^{3/2} \quad (4.39)$$



El gasto unitario con el cual se presentará el inicio del flujo rasante será:

$$q = \sqrt{9.81} * (1.01)^{3/2} = 3.165 \text{ m}^2/\text{s}$$

Según las ecuaciones (4.27) y (4.28), se tendrá flujo rasante sobre el vertedor para las condiciones de diseño.

El valor de H_{presa}/y_c

$$\frac{H_{presa}}{y_c} = \frac{85.6}{3.542} = 24.17$$

Si se compara esta relación con la que proponen Boes y Hager (2003), ecuación (4.19), se tiene:

$$\frac{H_{presa}}{y_c} \approx 24 * (\text{sen } 49.63^\circ)^{2/3}$$

$$\frac{H_{presa}}{y_c} \approx 26.75$$

Por lo que se puede ver no se cumpliría con la altura relativa mínima de Boes y Hager y con la altura relativa mínima que propone Matos ($\frac{H_{presa}}{y_c} = 30$), así que no se tendría un flujo uniforme al final de la rápida escalonada.

$$k_s = 1.2 \cos 49.63^\circ = 0.777$$

$$Fr_* = \frac{20.88}{\sqrt{9.81 * \text{sen } 49.63^\circ * 0.777^3}} = 11.14$$

El comienzo de la aireación ocurre a una distancia:

$$L_i = [9.72(\text{sen } 49.63^\circ)^{0.080} 11.14^{0.71}] * 0.777 = 41.237 \text{ m}$$

La profundidad del flujo en el punto de inicio de aireación es:

$$d_i = \left[\frac{0.403}{(\text{sen } 49.63^\circ)^{0.04}} 11.14^{0.59} \right] * 0.777 = 1.321 \text{ m}$$

Como se observa, la aireación comienza más abajo de la mitad de la distancia total del vertedor con una profundidad de 1.32 m.

Siguiendo las relaciones que presenta Chanson (2009), para asegurar la disipación de energía se tiene que:

$$\frac{q}{\sqrt{gh^3}} = \frac{20.88}{\sqrt{9.81 * 1.2^3}} = 5.07$$

En donde se ve que se cumple con las dos desigualdades.

$$\frac{q}{\sqrt{gh^3}} < 60(\cos 49.63^\circ)^{1.5}, \quad 5.07 < 31.27$$

$$\left(\frac{q}{\sqrt{gh^3}} \right)^{\frac{2}{3}} < 0.119 \cos 49.63^\circ (\text{sen } 49.63^\circ)^{0.26} \left(\frac{75.67}{h \cos 49.63^\circ} \right)^{0.935}$$

$$5.07 < 5.19$$



En cuanto a la concentración media de aire sobre el vertedor será:

$$C_{medi} = 0.9 \operatorname{sen} 49.63^\circ = 0.686$$

Aunque la concentración media de aire en la zona de flujo rápidamente variado y gradualmente variado sería:

$$C_e = D - 0.3 \exp\left(-5\left(\frac{h}{y_c}\right)^2 - 4\left(\frac{h}{y_c}\right)\right)$$

$$\text{- Para } 19^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ \text{ y } 0.1 \leq \left(\frac{h}{y_c}\right) = 0.339 \leq \left(\frac{h}{y_c}\right)_s = 1.115$$

$$D = -2.0 \times 10^{-4} \alpha^2 + 2.14 \times 10^{-2} \alpha - 3.57 \times 10^{-2} = 0.534$$

$$C_e = 0.534 - 0.3 \exp(-5(0.339)^2 - 4(0.339)) = 0.098$$

El porcentaje de disipación que se tiene con este tipo de vertedor será de:

$$\frac{\Delta h}{H_{m\acute{a}x}} = 1 - \frac{\left(\frac{f_e}{8 \operatorname{sen} \alpha}\right)^{1/3} \cos \alpha + \frac{1}{2} E_c * \left(\frac{f_e}{8 \operatorname{sen} \alpha}\right)^{-2/3}}{\frac{2}{3} * \frac{H_{presa}}{y_c}} \quad (4.23)$$

f_e se obtuvo con la ec. (4.25) y es igual a 0.269 y E_c vale 3.85

$$\frac{\Delta H}{H_{m\acute{a}x}} = 1 - \frac{\left(\frac{0.269}{8 \operatorname{sen} 49.63^\circ}\right)^{1/3} \cos 49.63^\circ + \frac{1}{2} E_c * \left(\frac{0.269}{8 \operatorname{sen} 49.63^\circ}\right)^{-2/3}}{\frac{2}{3} * \frac{85.60}{3.542}}$$

$$\frac{\Delta H}{H_{m\acute{a}x}} = 0.39 = 39\%$$

La carga residual al final de la rápida escalonada será de:

$$\frac{H_{res}}{y_c} = \frac{\left(\frac{0.269}{8 \operatorname{sen} 49.63^\circ}\right)^{1/3} \cos 49.63^\circ + \frac{1}{2} E_c * \left(\frac{0.269}{8 \operatorname{sen} 49.63^\circ}\right)^{-2/3}}{\frac{85.60}{3.542} + 1.5} = 15.68 \text{ m}$$

Para el diseño de los muros laterales es importante conocer las alturas características (Y_{90}) a lo largo del vertedor y se puede calcular como:

$$\frac{(Y_{90})_0}{y_c} = \sqrt[3]{\frac{f_e}{8(1-C_e)^3 \operatorname{sen} \alpha}} \quad (4.40)$$

$$(Y_{90})_0 = 3.542 * \sqrt[3]{\frac{0.269}{8(1-0.686)^3 \operatorname{sen} 49.63^\circ}} = 3.98 \text{ m}$$

En la tabla 4.3 se presentan las características hidráulicas del flujo rasante, para posteriormente ser analizados.



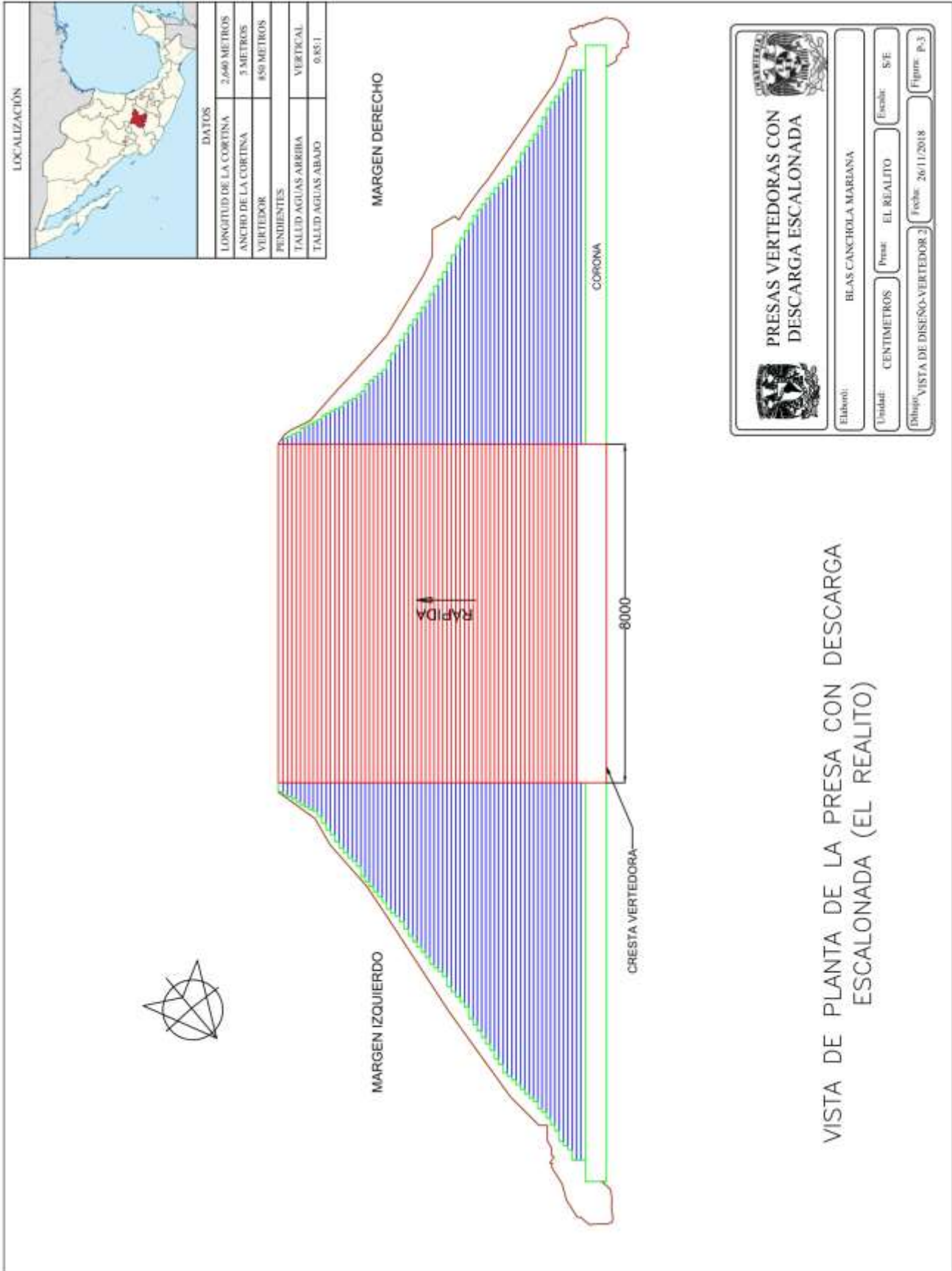
Tabla 4.3 Características hidráulicas en flujo rasante		
Variable	Valor	Comentario
y_c	3.542 m	Tirante crítico
y_c/h	2.951	Tirante crítico adimensional
$y_{c \text{ inicio}}/h$	0.510	Se presenta un régimen de flujo rasante
Fr^*	11.144	Froude rugoso
K_s	0.777	Rugosidad de forma
L_i	41.237 m	Localización del punto de inicio de aireación
d_i	1.321 m	Profundidad del flujo en el punto de inicio de aireación
C_e	0.686	Concentración de aire promedio
f	1.000	Factor de fricción de flujo no aireado
f_e	0.269	Factor de fricción de flujo aireado
d_0	1.251 m	Profundidad del flujo uniforme
$(Y_{90})_0$	3.981 m	Profundidad característica donde $C=90\%$ (sub régimen SK3)
$(U)_0$	16.7 m/s	Velocidad media del flujo en flujo uniforme
$\Delta H/H_{\text{máx}}$	39%	Porcentaje de disipación de energía
H_{residual}	15.682 m	Carga residual al final de la rápida escalonada

A partir de los resultados obtenidos se puede ver que el flujo en cascada no se presentará, al igual que el flujo uniforme, aunque el porcentaje de disipación de energía sea de 39%, en cuanto a la localización del punto de inicio de la aireación es a los 41.24 metros de una longitud total de la rápida escalonada de 75 metros, por lo que se podría explicar por qué no se presenta el flujo uniforme, al iniciar la aireación más adelante de la mitad de la rápida no tiene la longitud suficiente para que se establezca.

A partir del gasto unitario de $3.165 \text{ m}^2/\text{s}$ el flujo será rasante, como el gasto unitario es mayor a éste se comprueba que el flujo será rasante para el gasto de diseño, la carga al final de la rápida es de aproximadamente 16 metros, para lo cual se deberá diseñar una estructura disipadora terminal.

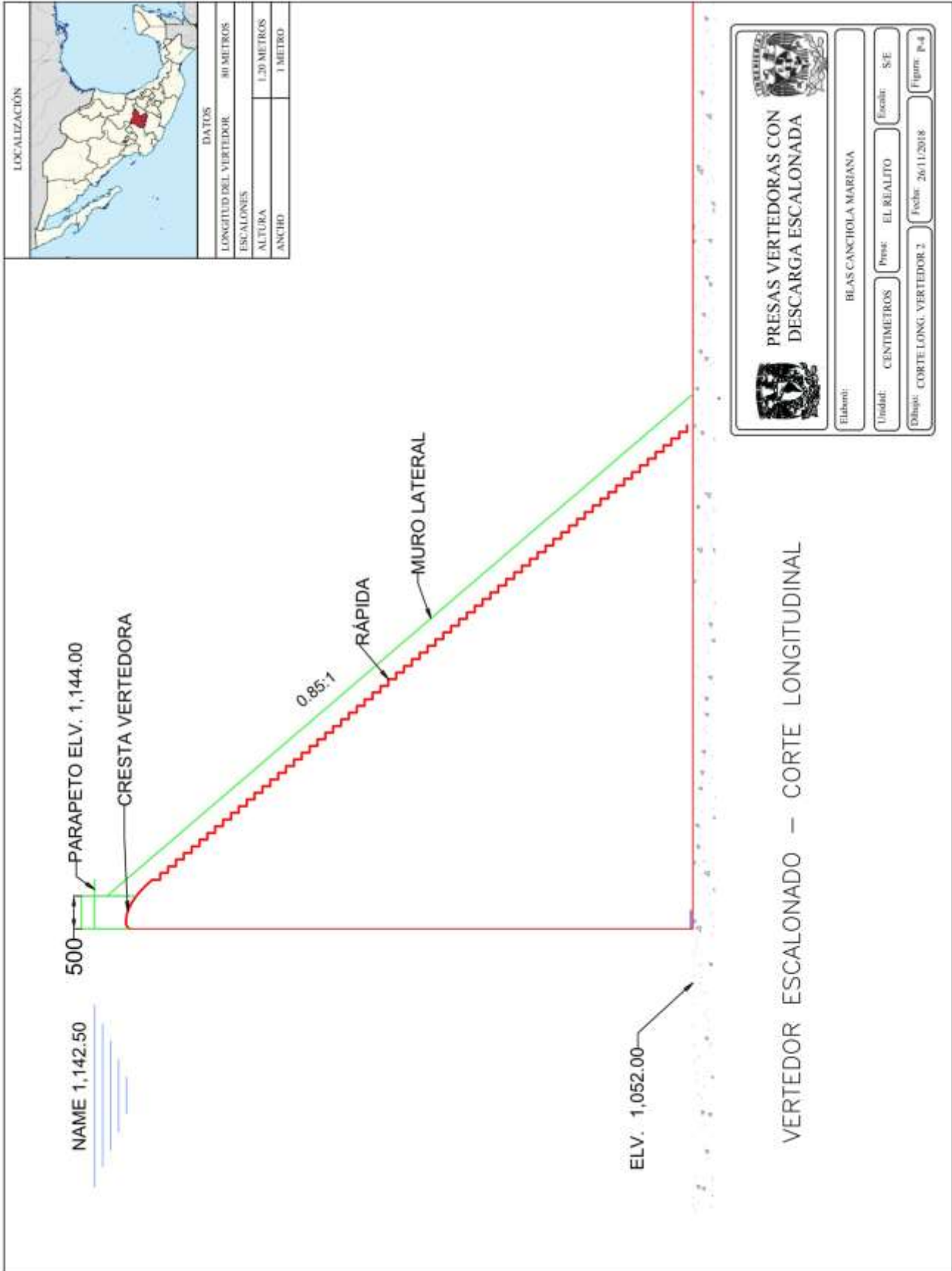


PRESAS VERTEDORAS CON DESCARGA ESCALONADA





PRESAS VERTEADORAS CON DESCARGA ESCALONADA





Capítulo V Análisis comparativo y conclusiones

A partir de los dos diseños que se realizaron con los datos de la presa “El Realito” se hace un análisis comparativo entre las características hidráulicas del vertedor, primero realizando un diseño de un vertedor con descarga en rápida y el segundo diseño el de una presa con descarga escalonada.

En primera instancia, para llevar a cabo los diseños se hicieron ciertas suposiciones en cuanto a las características del terreno, en el primer caso se consideró como parte del diseño la implementación de una estructura terminal para poder disipar la energía con la que viene el agua ya que las velocidades que se presentarían al pie del vertedor eran muy altas. En el segundo caso solo se plantea el diseño del vertedor.

En el caso del vertedor escalonado, de las observaciones que se realizaron de los dos diferentes tipos de régimen, respecto a la disipación de la energía se puede concluir que:

- ❖ Si el vertedor es lo suficientemente largo ($\frac{H_{presa}}{y_c} > 35$), se alcanzan las condiciones de flujo uniforme y por tanto la máxima disipación de energía en un vertedor escalonado; se obtendrá un régimen de flujo rasante sub régimen SK3. En el caso de estudio no se pudo presentar el flujo uniforme debido a que la relación de la altura relativa mínima para que se presente el flujo uniforme no se cumplió.
- ❖ Si el vertedor es corto las condiciones de flujo uniforme no se alcanzan, por lo que se puede decir que la longitud del vertedor y la altura de la presa afectan el régimen del flujo preferencial para maximizar la disipación de energía, que está relacionado con la pendiente de la presa, una forma para aumentar la disipación de energía es reduciendo la pendiente. El porcentaje de disipación de energía con el vertedor liso y la estructura terminal fue de 84% mientras que el vertedor escalonado solamente disipa el 39%, pero sin estructura disipadora terminal.
- ❖ Es posible que el flujo no llegue a tocar los primeros escalones y como parte del diseño se planteó que el vertedor escalonado tuviera en un principio la forma de un vertedor de cimacio y a partir del punto de tangencia comenzaran los escalones uniformes, el que el flujo presente un comportamiento inestable debe ser revisado para que la estructura resista ese comportamiento dinámico.
- ❖ Para seleccionar la mejor opción también se debe considerar otros aspectos, tanto económicos como constructivos, si se consideraran esos aspectos En un régimen de flujo rasante la disipación de la energía ocurre por mantener la recirculación de los vórtices bajo el pseudo fondo, por lo que el esfuerzo cortante principal en el fondo es de 10 a 1000 veces más grande que un vertedor liso, lo cual significa que los escalones deberán ser diseñados cuidadosamente para soportar dichos esfuerzos. Una de las soluciones para reducir tales esfuerzos es redondear los bordes de los escalones aunque no se cuenta con suficiente evidencia experimental para cuantificar el efecto del redondeo de los escalones sobre el flujo.



Algunos de los investigadores que han hecho pruebas con presiones en vertedores escalonado han concluido los siguientes resultados:

- La presión máxima se presenta en las caras horizontales de los escalones y se midieron presiones más grandes que la presión hidrostática.
- La presión máxima sobre la cara vertical fue menor que la hidrostática.
- Podría presentarse succión (presión debajo de la atmosférica) en las caras verticales de los escalones.
- ❖ Otra de las ventajas que tienen los vertedores escalonados es que además de que no solo son efectivos en la disipación de energía sino que también elimina los problemas de cavitación causados por las altas velocidades.
- ❖ Como parte de las recomendaciones es que se lleve a cabo la construcción de un modelo físico, donde se pueda observar el comportamiento del vertedor y estimar la energía remanente o residual para en su caso proponer una estructura terminal (tanque amortiguador o salto de esquí). Al igual que la medición de las presiones que se presentan sobre los escalones.
- ❖ Realizar pruebas con otras características de diseño (pendiente, gasto) para tener mayor conocimiento de los dos flujos que se utiliza para el diseño de presas con descarga escalonada, para ver el comportamiento hidráulico de los modelos.
- ❖ También nos ayuda a corroborar que se presenta la carga disponible de diseño una vez construida la estructura, para aceptar las estimaciones teóricas presentadas en este trabajo.
- ❖ En cuanto a los aspectos constructivos, se debe cuidar las condiciones de los escalones, buscando siempre que tengan la mejor calidad y corresponda con el diseño propuesto ya que si no se lleva a cabo con especial cuidado la construcción de los escalones, al momento de impactar el agua sobre ellos podría erosionar o provocar daños mayores sobre estos mismos.

Con los resultados mostrados se llega a la conclusión que la mejor opción para el diseño del vertedor en el proyecto que se tomó como ejemplo es el vertedor con descarga en rápida ya que las condiciones que se presentan con la otra opción no son favorables, es decir, con el vertedor escalonado no se llega a presentar el flujo uniforme y por lo tanto no se puede llevar a cabo la máxima disipación de energía.

Se pudo observar que el gasto unitario que se presentó fue grande y por lo tanto no permitió que se presentaran las condiciones de un flujo uniforme. Aunque en este trabajo realizado no funcionó la propuesta del diseño de una presa con descarga escalonada, existen otros casos en los que seguramente hubiera funcionado. Además con el ejemplo realizado se plantea una metodología de diseño que será útil para otros casos.



Bibliografía

Libros

Alegret E. y Pardo R. (2005). *Diseño hidráulico de aliviaderos para presas pequeñas*, Centro de Investigaciones Hidráulicas, Instituto superior Politécnico José Antonio Echeverría. La Habana: Editorial Félix Varela

Arreguín, F. (2000) *Obras de excedencias*. 1ª Edición, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Morelos, México.

Arreguín, F. y Alcocer, V. (2011). *Diseño hidráulico de vertedores*. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Morelos, México.

Arreguín, F., Marengo H. y Paz G. (2005). *Las presas y el Hombre.*, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Morelos, México.

Bureau of Reclamation. (1987). *Desing of small dams* . Washington DC: A water resources technical publication.

Chafi C., Hazzab A. y A. Seddini, (2010). *Study of Flow and Energy Dissipation in Stepped Spillway*. Jordan Journal of Civil Engineering, Volume 4, N° 1.

Chanson H. (1995), *Hydraulic desing of stepped cascades, channels, weir and spillways*. Pergamon, Oxford, Reino Unido.

Chow, V.T. (2004), *Hidráulica de Canales Abiertos*, Bogotá. Editorial McGrall-Hill. pp. 352-385

CONAGUA, *Semblanza Histórica del agua en México* (2009), secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales, México pp. 27-37.

Diez-Cascón J., Bueno F. (2001) *Ingeniería de Presas: presas de Fábrica*. Santander: Servicio de Publicaciones de la Universidad de Cantabria, pp. 232-241.

Pardo R. y Alegret E. (2011). *Diseño hidráulico de aliviaderos y obras de toma para presas*

Rojas T., Martínez L. y Murillo D. (2009), *Cultura hidráulica y simbolismo mesoamericano del agua en el México prehispánico*. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA).

Schnitter J. (1994), *A History of dams: The useful pyramids*. Rotterdam ; Brookfield, Balkema.

Sotelo Ávila G. (1994), *Apuntes de hidráulica II. Capítulo VIII. Diseño hidráulico de estructuras*, México, UNAM, Facultad de Ingeniería, p.509-647.

Sotelo Ávila G. (2001), *Hidráulica de canales*. México, UNAM, Facultad de Ingeniería, p.93-101.



Estudios de posgrado

Amador, A. (2005). *Comportamiento hidráulico de los aliviaderos escalonados en presas de Hormigón compactado.*, Tesis de Doctorado, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

Cisneros I. (2017), *Estudio en modelos físico de las características del punto de inyección del vertedor escalonado de la presa de almacenamiento Zapotillo*, Tesis de Maestría en Ingeniería Hidráulica, IMTA, UNAM, pp. 20-54

Estrella. S (2013), *Comportamiento hidráulico de aliviaderos escalonados sin cajeros laterales en presas de HCR*, Tesis de Doctorado en Ingeniería Civil, Instituto Flumen, UPC-CIMNE, pp:9-28.

Estrella. S (2013), *Comportamiento hidráulico de aliviaderos escalonados sin cajeros laterales en presas de HCR*, Tesis de Doctorado en Ingeniería Civil, Instituto Flumen, UPC-CIMNE, pp:9-28.

Guerrero V. (2011), *El concreto compactado con rodillo y sus aplicaciones: Caso Presa El Realito*, Tesis de Especialización en Construcción, UNAM, Facultad de Ingeniería

Herrera R. (1999), *Diseño de obra de excedencias con vertedor en abanico*, Tesis de Licenciatura, UNAM, Facultad de Ingeniería, pp. 20-28

Montaño A. y Salazar J. (2009), *Actualización del material de apoyo didáctico para la enseñanza y aprendizaje de la asignatura de Obras Hidráulicas I*, Tesis de Licenciatura, Universidad Mayor de San Simón, Facultad de Ciencias y Tecnología, Bolivia.

Rosado G. (2017), *Metodología para el diseño de canales escalonados, dispadores de energía, empleados en drenaje urbano, basada en modelación física*, Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Minas, Medellín, Colombia.

Rosales Quíroz, Jesús P. (2013), *Flujo aire-agua en vertedores*, Tesis de Maestría en Ingeniería Hidráulica, UNAM, Facultad de Ingeniería, pp. 44-90

Sanchez, M. (2001). *Comportamiento hidráulico de los aliviaderos escalonados en presas de Hormigón compactado, Análisis del campo de presiones*, Tesis de Doctorado, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

Valencia E. (2013), *Consideraciones prácticas para el diseño de presas de concreto compactado con rodillo*, Tesis de Maestría en Ingeniería Hidráulica, UNAM, Facultad de Ingeniería.

Velázquez S. R. (2002), *Diseño de Vertedores Escalonados. Aplicación a la presa Las Blancas*, Tesis de Maestría en Ingeniería Hidráulica, UNAM, Facultad de Ingeniería división de estudios de posgrado campus Morelos.



Artículos

Arreguín, Murillo y Marengo, (2013), *Inventario Nacional de Presas*, CONAGUA, CFE, Ciencias del agua, Vol. IV, Núm. 4. pp.179-185

Boes R. y Hager W. (2003), *To Phase Flow characteristics of stepped spillways*. Journal of hydraulic Engineering, pp. 661-670.

Chanson H. (2000), *Historical Development of Stepped Cascades for the Dissipation of Hydraulic Energy*. Transactions, Newcomen Society for the Study of the History of Engineering and Technology, pp. 295-318.

CONAGUA, (2013), *Inventario Nacional de presas*, México, Conagua, Gerencia del Consultivo Técnico

CONAGUA, (2016), *Estadísticas del agua en México edición 2016*, México, Conagua, Subdirección General de Planeación. Pp 99-102

González C.A. y Chanson H. (2007), *Diseño hidráulico de vertedores escalonados con pendientes moderadas: metodología basada en un estudio experimental*, Universidad de Queensland, Australia, Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XXII, Núm. 2. pp. 5-20.

ICOLD, (2007), *Las presas y el agua en el mundo*, Comité Nacional Español de Grandes Presas. Paris, Francia. pp.15-29

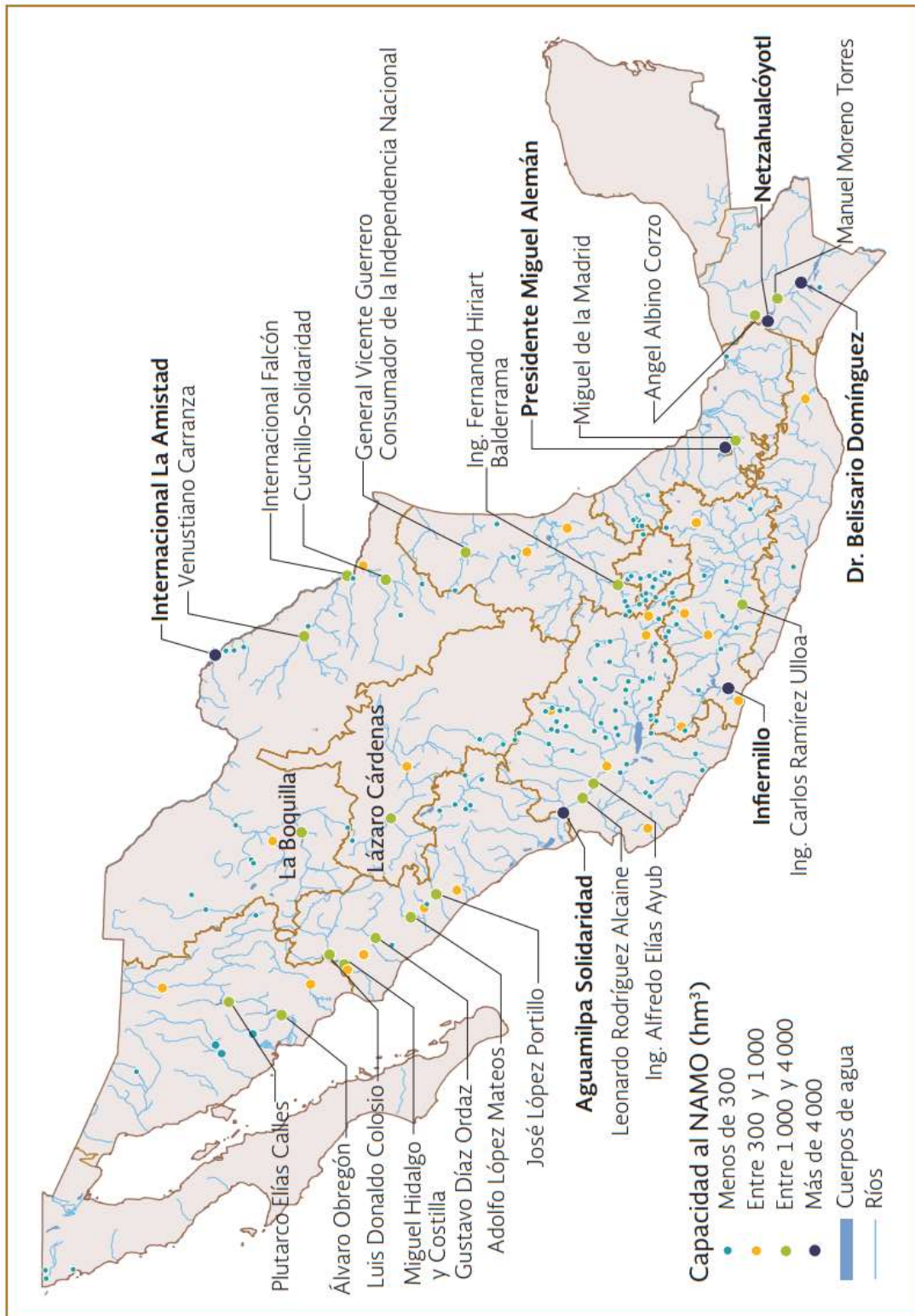
Marengo , (1996), *Análisis de riesgo de falla en presas, estadísticas y parámetros de referencia*, CFE, Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XI, Núm. 2. pp.65-77

Matos, J. y Meireles I., (2014), *Hydraulics of stepped weirs and dam spillways: engineering challenges, labyrinths of research*, Hydraulic Structures and Society, Brisbane, Australia.

Servicio de Información Agroalimentaria y Pesquera, (2018), *Almacenamiento en presas de uso agrícola*, Boletín informativo, 1ª decena de julio 2017, SAP.



Anexos

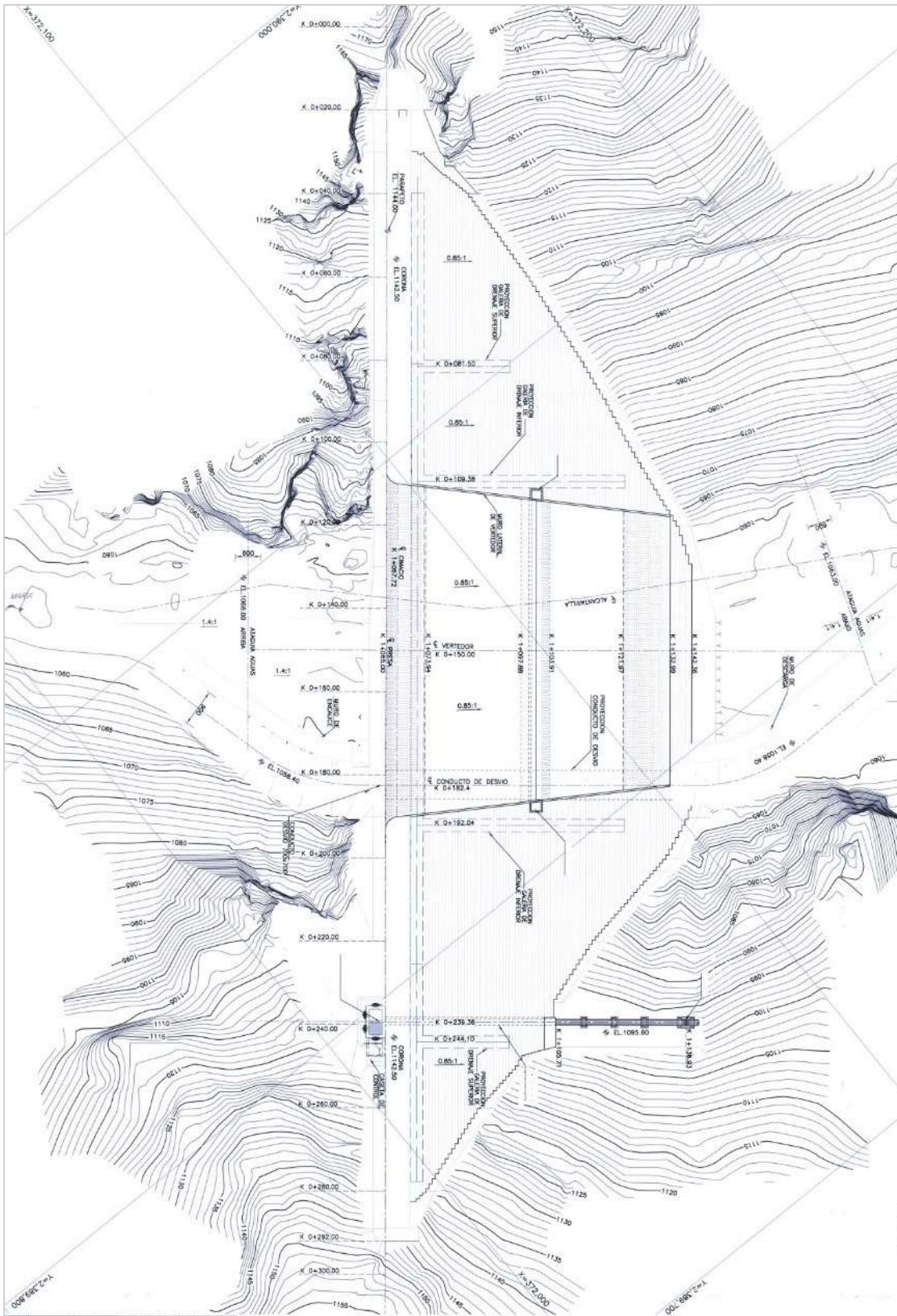


Anexo I Principales presas en México. Fuente: Conagua (2016 pp. 100).

Nota: Se muestran los nombres de las presas con capacidad mayor a 1 000 hm³.



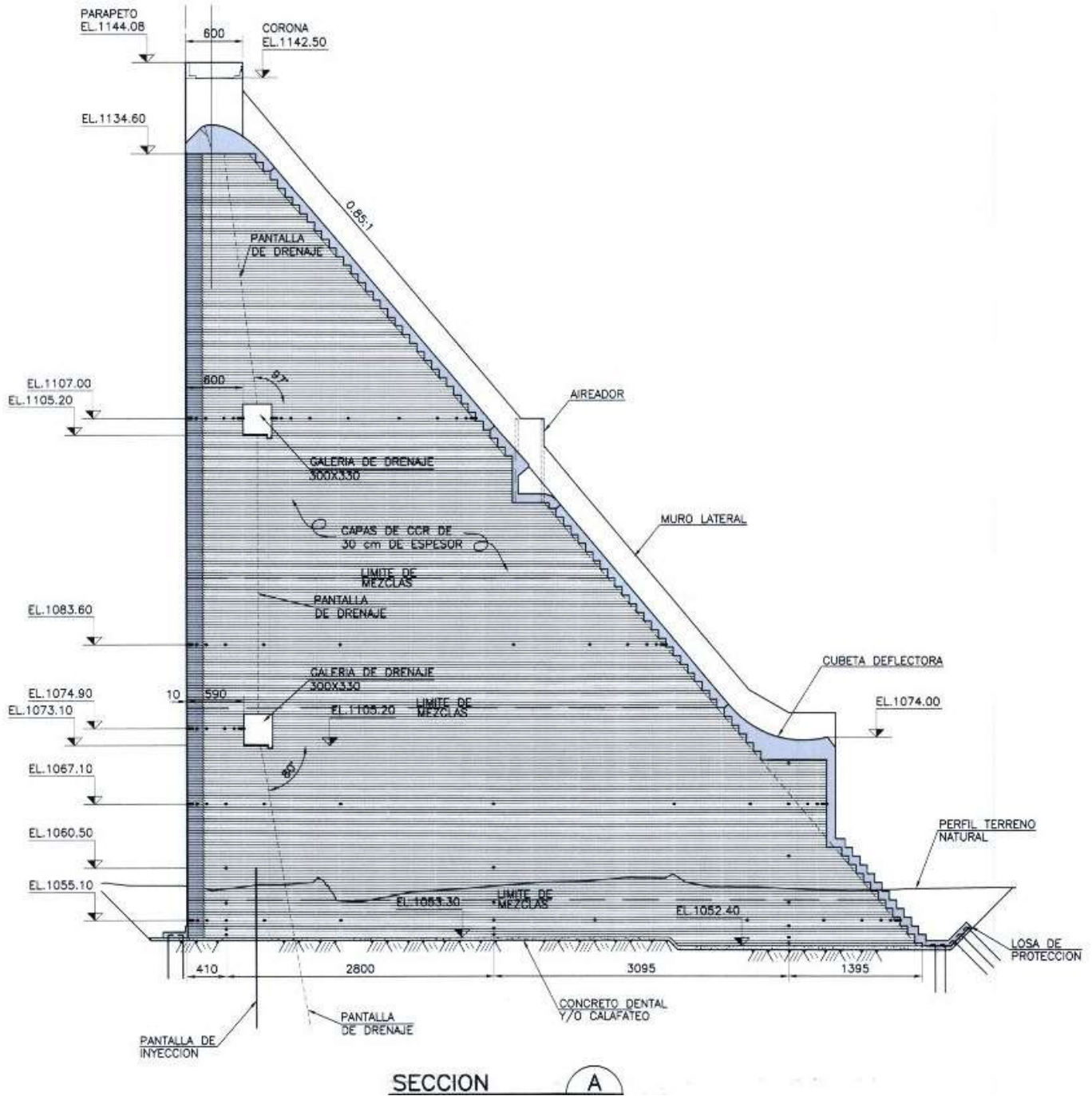
PRESAS VERTEDORAS CON DESCARGA ESCALONADA



Anexo II Plano-Planta de la presa "El Realito"



PRESAS VERTEDORAS CON DESCARGA ESCALONADA



Anexo III Plano- Sección Máxima de la presa "El Realito"



DISEÑO DE TANQUE AMORTIGUADOR

Características del vertedor y el cauce del río $Q = C L H_0^{3/2}$

Q	1670 m ³ /s	K	0.5	n	0.0035
C	2	Talud	0.85	s	0.001
L	80.00 m	q	20.88	Y_c	14.807 m
H₀	4.776 m	α	49.64		

Ecuación de energía del P.T

$$H = d \cos \alpha + \frac{(q/d)^2}{2g}$$

Ecuación de energía en la rápida

$$E_i = d_i \cos \alpha + \frac{(q/d)^2}{2g} + \frac{s f_i + s f_{i+1}}{2} * \Delta l$$

Punto	X (m)	Y (m)	E (m)	d (m)	V (m/s)	Fr	$(q/d)^2/2g$ (m)	d Cos α (m)	coeficiente de fricción (n)	ΔL (m)	hf (m)
P.T	6.3377	4.0304	11.114	1.479	14.1160	3.7061	10.1560	0.9578	-	-	0.0000
21	7.1619	5.0	11.938	1.420	14.7021	3.9393	11.0170	0.9196	0.004	1.2726	0.0028
22	11.4119	10.0	16.188	1.201	17.3762	5.0616	15.3890	0.7781	0.005	6.5622	0.0388
23	19.9119	20.0	24.688	0.963	21.6670	7.0477	23.9275	0.6240	0.006	13.1244	0.2331
24	28.4119	30.0	33.188	0.830	25.1634	8.8207	32.2729	0.5373	0.007	13.1244	0.5224
25	36.9119	40.0	41.688	0.741	28.1713	10.4487	40.4498	0.4799	0.008	13.1244	0.9941
26	45.4119	50.0	50.188	0.677	30.8169	11.9546	48.4037	0.4387	0.009	13.1244	1.6970
27	53.9119	60.0	58.688	0.629	33.1741	13.3521	56.0916	0.4075	0.01	13.1244	2.6786
28	62.4119	70.0	67.188	0.592	35.2897	14.6495	63.4742	0.3831	0.011	13.1244	3.9828
29	70.9119	80.0	75.688	0.561	37.1941	15.8512	70.5097	0.3635	0.012	13.1244	5.6475
30	75.6719	85.6	80.448	0.543	38.4128	16.6367	75.2063	0.3520	0.013	7.3497	4.1328

CONJUGADO MENOR Y MAYOR DEL SALTO HIDRAULICO

Y₁	0.54 m	Y₂	12.52 m
v₁	38.41 m/s	v₂	1.67 m/s
Fr₁	16.637	Fr₂	0.151
E₁	80.45 m	E₂	12.66 m

CARACTERISTICAS DEL TANQUE AMORTIGUADOR

Tirante normal del río y₃	1.7 m	Velocidad del río	12.42 m/s
Longitud del tanque	75.10 m	Energía E₃	9.55 m
Profundidad del tanque	3 m	Energía disipada	84%



DISEÑO DE VERTEDOR ESCALONADO

Características del vertedor $Q = C L H_0^{3/2}$

Q	1670.00	K	0.50
C	2.00	Talud	0.85
L	80.00	q	20.88
H ₀	4.78	α	49.64

CHANSON (2009) Libro Arregín y

Alcocer

q ^{1/2} raíz gh ³	5.070
1ª Condición	31.2723 cumple
2ª Condición	5.1922 cumple

Características geométricas

H _{presa}	85.60 m	h/l	1.176
h	1.200 m		
l	1.020 m		
Y _{c inicio} /h			
Ohtsu	0.484	Y _c	0.581 m Ohtsu
Matos	0.654	Y _c	0.785 m Matos
Amador	0.839	Y _c	1.01 m Amador
q inicio SK	3.165		
Ltv vertedor	75.672		

CARACTERÍSTICAS DE LOS FLUJOS EN CASCADA Y RASANTE QUE SE PRESENTAN EN LA PRESA DISEÑADA

Variable	Valor	Comentario
Y _c	3.542 m	Tirante crítico
y _c /h	2.951	Tirante crítico adimensional
Y _{c inicio} /h	0.510	Se presenta un régimen de flujo en cascada
(y _c /h) _{car}	0.113	No se presenta un Salto hidráulico completamente desarrollado
y _b	2.532 m	Tirante que se presenta al borde del escalón
d _i	4.104	Es pesor de la cascada al momento de impactar aguas abajo
v _i	5.085	Velocidad de impacto de la cascada
θ	23.962	ángulo del impacto
y ₁	2.575	Tirante conjugado menor del Salto
v ₁	8.106	Velocidad al inicio del salto
Fr ₁	1.613	Número de Froude al inicio del salto
y ₂	4.786	Tirante conjugado mayor del salto
y _p	2.451	Profundidad del flujo en el escalón
Ld	12.398	Longitud de la caída de la cascada
Lr	2.320	Longitud del salto hidráulico
ΔH/H _{max}	93%	Porcentaje de disipación de energía

Variable	Valor	Comentario
Y _c	3.542 m	Tirante crítico
y _c /h	2.951	Tirante crítico adimensional
Y _{c inicio} /h	0.839	Se presenta un régimen de flujo rasante
Fr*	11.144	Froude rugoso
Ks	0.777	Rugosidad de forma
L _i	41.237 m	Localización del punto de inicio de la aireación
d _i	1.321 m	Profundidad del flujo en el punto de la aireación
C _e	0.686	Concentración de aire promedio
f	1.000	Factor de fricción de flujo no aireado
f _e	0.269	Factor de fricción de flujo aireado
d ₀	1.251 m	Profundidad del flujo
(Y ₉₀)/h	3.981 m	Profundidad característica donde C=90% (sub régimen SK3)
(U) ₀	16.7 m/s	Velocidad media del flujo en flujo uniforme
ΔH/H _{max}	39%	Porcentaje de disipación de energía
H _{residual}	15.682 m	Carga residual al final de la rápida escalonada