



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERIA CIVIL – HIDRÁULICA.

**SISTEMATIZACIÓN HIDRÁULICA Y ESTRUCTURAL PARA EL
DISEÑO DE UNA PRESA DERIVADORA TIPO INDIO O FLOTANTE.**

TESIS.
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA.

PRESENTA:
ING. BERNABÉ ANDRÉS MATA DE ELÍAS.

TUTOR PRICIPAL.
DR. HEBER ELEAZAR SAUCEDO ROJAS.
DIRECTOR LOCAL DE LA CONAGUA EN HIDALGO.

COMITÉ:

DR. FUENTES MARILES OSCAR ARTURO	INSTITUTO INGENIERÍA.
DRA. ARGANIS JUÁREZ MARITZA LILIANA	INSTITUTO INGENIERÍA.
DR. SAUCEDO ROJAS HEBER ELEAZAR.	FACULTAD INGENIERÍA.
DR. ARROYO CORREA VÍCTOR MANUEL.	IMTA.
M. en C. SALGADO MALDONADO GILBERTO.	IMTA.

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX. junio 2023.

JURADO ASIGNADO:

PRESIDENTE.	DR. FUENTES MARILES OSCAR ARTURO.
SECRETARIO.	DRA. ARGANIS JUÁREZ MARITZA LILIANA.
1º VOCAL.	DR. SAUCEDO ROJAS HEBER ELEAZAR.
2º VOCAL.	DR. ARROYO CORREA VÍCTOR MANUEL.
3º VOCAL.	M. en C. SALGADO MALDONADO GILBERTO.

Lugar o lugares donde se realizó la Tesis:

**COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA (CONAGUA).
SUBDIRECCIÓN GENERAL DE INFRESTRUCTURA HIDROAGRÍCOLA.
GERENCIA DE CONSTRUCCIÓN Y DE PROYECTOS
DE INFRAESTRUCTURA HIDROAGRÍCOLA.
SUBGERENCIA DE DISEÑO DE PRESAS.**

**TUTOR DE TESIS:
DR. HEBER ELEAZAR SAUCEDO ROJAS.
DIRECTOR LOCAL DE LA CONAGUA EN HIDALGO.**

FIRMA.

I. CONTENIDO.

I.	CONTENIDO.	Página 1
II.	ILUSTRACIONES.	Página 2
III.	RESUMEN.	Página 5
IV.	ABSTRACT.	Página 6
V.	NOMENCLATURA.	Página 7
VI.	METODOLOGÍA DE CÁLCULO PARA DISEÑO DE UNA PRESA DERIVADORA TIPO INDIO O FLOTANTE.	Página 9
1.1	INTRODUCCIÓN.	Página 11
1.2	MARCO TEÓRICO.	Página 12
2	ANTECEDENTES.	Página 13
3	METODOLOGÍA.	Página 15
3.1	JUSTIFICACIÓN.	Página 15
3.2	ESTUDIOS TÉCNICOS.	Página 16
3.3	INGENIERÍA DE PROYECTO.	Página 17
3.4	ESTUDIO TOPOGRÁFICO.	Página 17
3.5	ESTUDIO HIDROLÓGICO.	Página 17
3.6	ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO.	Página 20
3.7	ESTRUCTURAS QUE INTEGRAN UNA PRESA DERIVADORA.	Página 21
4	APLICACIÓN Y RESULTADOS.	Página 27
5	RECOMENDACIONES GENERALES.	Página 98
6	CONCLUSIONES.	Página 99
7	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.	Página 101
ANEXO	(A). LISTADO DE VIDEOS DE PRESAS DERIVADORAS DE REFERENCIA.	Página 105
ANEXO	(B). LISTADO DE LOCALIZACIÓN Y AUTOR DE VIDEOS DE LAS PRESAS.	Página 106
ANEXO	(C). APLICACIÓN Y CÁLCULO.	USB.

II. ILUSTRACIONES.

Figura. 1.1	Presas construidas en México, SRH 1977.	Página 13
Figura. 1.2	Presas Río Culiacán, Sin., 2018.	Página 13
Figura. 1.3	Presas Santa Bárbara, Dgo., 2014.	Página 13
Figura. 1.4	Presas Santa Bárbara I, Dgo., 2014.	Página 13
Figura. 2.1	SRH, Memorandum Técnico No. 139., 1962.	Página 14
Figura. 3.5.1	SRH, Manual para la estimación de avenidas máximas en Cuencas y Presas pequeñas., 1982.	Página 18
Figura. 3.6.2	Presas Santa Bárbara, Dgo., 2014.	Página 21
Figura. 3.6.3	Presas Santa Bárbara, Dgo., 2014.	Página 21
Figura. 3.7.2	Presas de Derivación, Ing. Octavio V. S., 1976.	Página 21
Figura. 3.7.3	Presas de derivación, Ing. Octavio V. S., 1976.	Página 22
Figura. 3.7.4	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 23
Figura. 3.7.2.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 24
Figura. 3.7.3.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 25
Figura. 3.7.4.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 26
Figura. 4.1.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 27
Figura. 4.2.1.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 30
Figura. 4.2.1.2	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 31
Figura. 4.2.1.3	Presas Río Culiacán, Sin., 2018.	Página 31
Figura. 4.2.2.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 32
Figura. 4.2.3.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 33
Figura. 4.2.3.2	Presas de derivación, Ing. Octavio V. S., 1976.	Página 33
Figura. 4.2.3.3	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 33
Figura. 4.2.3.4	Presas de derivación, Ing. Octavio V. S., 1976.	Página 34
Figura. 4.2.4.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 36
Figura. 4.2.5.1	Hidráulica de Canales, Ing. Gilberto S., 2002.	Página 38
Figura. 4.2.5.2	Hidráulica de Canales, Ing. Gilberto S., 2002.	Página 38
Figura. 4.2.5.3	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 38
Figura. 4.2.6.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 39
Figura. 4.2.6.2	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 39
Figura. 4.2.6.3	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 40
Figura. 4.2.6.4	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 40
Figura. 4.2.8.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 41
Figura. 4.2.8.2	Presas Río Culiacán, Sin., 2018.	Página 41
Figura. 4.2.9.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 42
Figura. 4.2.9.2	Presas Zocoteaca, Oax. 2021.	Página 42
Figura. 4.2.11.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 43
Figura. 4.2.12.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 43
Figura. 4.2.13.1	Coeficiente C, (Presas de derivación Ing. Octavio V., 1976).	Página 44
Figura. 4.2.14.1	SEMARNAT, Manual geotécnico para diseño de presas pequeñas., 2008.	Página 45
Figura. 4.2.16.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 47
Figura. 4.2.18.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 48
Figura. 4.2.18.2	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 48
Figura. 4.2.19.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 49
Figura. 4.2.19.2	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 50
Figura. 4.2.19.3	Presas Zocoteaca, Oax., 2021.	Página 50
Figura. 4.2.20.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 51
Figura. 4.2.20.2	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 52
Figura. 4.2.21.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 53
Figura. 4.2.21.2	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 53
Figura. 4.2.21.3	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 54
Figura. 4.2.21.4	CONAGUA, Presa Armería., Col. 2014.	Página 55
Figura. 4.2.21.5	CONAGUA, Presa Armería., Col. 2014.	Página 55
Figura. 4.2.21.6	CONAGUA, Presa Armería., Col. 2014.	Página 55
Figura. 4.3.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 56

Figura. 4.3.1.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 58
Figura. 4.3.1.2	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 58
Figura. 4.3.1.3	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 59
Figura. 4.3.1.4	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 59
Figura. 4.3.2.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 60
Figura. 4.3.2.2	CONAGUA, Presa derivadora Jala., 2014.	Página 60
Figura. 4.3.2.3	CONAGUA, Presa derivadora Jala., 2014.	Página 60
Figura. 4.3.2.4	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 61
Figura. 4.3.4.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 63
Figura. 4.3.4.2	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 63
Figura. 4.3.4.3	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 63
Figura. 4.3.4.4	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 63
Figura. 4.3.5.1	Presas de Derivación, Ing. Octavio V. S., 1976.	Página 64
Figura. 4.3.5.2	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 64
Figura. 4.3.5.3	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 64
Figura. 4.3.6.1	CONAGUA, Presa Armería, Col., 2014.	Página 65
Figura. 4.3.6.2	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 65
Figura. 4.3.6.3	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 65
Figura. 4.3.7.1	CONAGUA, Presa Armería, Col., 2014.	Página 66
Figura. 4.3.7.2	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 66
Figura. 4.3.7.3	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 66
Figura. 4.3.7.4	CONAGUA, Presa Jala, Col., 2014.	Página 67
Figura. 4.3.7.5	CONAGUA, Presa Jala, Col., 2014.	Página 67
Figura. 4.4.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 68
Figura. 4.4.1.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 70
Figura. 4.4.1.2	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 70
Figura. 4.4.2.7.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 74
Figura. 4.4.2.8.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 75
Figura. 4.4.2.8.2	Presas de Derivación, Ing. Octavio V. S., 1976.	Página 76
Figura. 4.4.3.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 78
Figura. 4.4.4.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 79
Figura. 4.4.4.2	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 79
Figura. 4.4.4.3	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 79
Figura. 4.4.5.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 80
Figura. 4.4.5.2	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 80
Figura. 4.4.5.3	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 80
Figura. 4.4.5.4	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 81
Figura. 4.4.5.5	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 81
Figura. 4.4.5.6	CONAGUA, Presa Miguel Hidalgo, Sin., 2008.	Página 81
Figura. 4.4.5.7	CONAGUA, Presa Miguel Hidalgo, Sin., 2008.	Página 81
Figura. 4.4.5.8	CONAGUA, Presa Miguel Hidalgo, Sin., 2008.	Página 81
Figura. 4.4.5.9	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 81
Figura. 4.4.5.10	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 82
Figura. 4.4.5.11	SEMARNAT, Diseño de presas pequeñas., 1997.	Página 82
Figura. 4.4.6.1	CONAGUA, Presa Jala, Col., 2014.	Página 84
Figura. 4.4.6.2	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 84
Figura. 4.4.6.3	CONAGUA, Presa Vaso de Cristo, Edo. Mex., 2021.	Página 84
Figura. 4.4.6.4	CONAGUA, Presa Vaso de Cristo, Edo. Mex., 2021.	Página 84
Figura. 4.4.6.5	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 85
Figura. 4.4.6.6	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 85
Figura. 4.4.6.7	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 85
Figura. 4.4.6.8	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 85
Figura. 4.4.6.9	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 85
Figura. 4.4.6.10	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 85
Figura. 4.4.7.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 86
Figura. 4.4.7.2	CONAGUA, Presa Vaso de Cristo, Edo. Mex., 2021.	Página 86
Figura. 4.4.7.3	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 86
Figura. 4.4.7.4	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 86

Figura. 4.4.7.5	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 86
Figura. 4.4.7.6	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 87
Figura. 4.4.7.7	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 87
Figura. 4.4.7.8	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 87
Figura. 4.4.7.9	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 87
Figura. 4.4.8.0	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 88
Figura. 4.4.8.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 88
Figura. 4.4.8.2	CONAGUA, Presa Vaso de Cristo, Edo. Mex., 2021.	Página 88
Figura. 4.4.8.3	CONAGUA, Presa Vaso de Cristo, Edo. Mex., 2021.	Página 88
Figura. 4.4.8.4	CONAGUA, Presa Vaso de Cristo, Edo. Mex., 2021.	Página 88
Figura. 4.4.8.5	CONAGUA, Presa Vaso de Cristo, Edo. Mex., 2021.	Página 89
Figura. 4.4.8.6	CONAGUA, Presa Vaso de Cristo, Edo. Mex., 2021.	Página 89
Figura. 4.5.1	CONAGUA, Presa Abrevadero, Mor., 2014.	Página 90
Figura. 4.5.1.1	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 92
Figura. 4.5.2.2	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 93
Figura. 4.5.2.3	CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023.	Página 93
Figura. 4.5.3.1	SRH, Pequeños almacenamientos., 1976.	Página 94
Figura. 4.5.3.2	SRH, Pequeños almacenamientos., 1976.	Página 95
Figura. 4.5.3.3	CONAGUA, Presa Abrevadero, Mor., 2014.	Página 96
Figura. 4.5.3.4	CONAGUA, Presa Abrevadero, Mor., 2014.	Página 96
Figura. 4.5.3.5	Presa Barrios Occidentales, Pue., 2016.	Página 97
Figura. 4.5.3.6	CONAGUA, Presa Abrevadero, Mor., 2014.	Página 97
Figura. 4.5.3.7	TODITO DIGITAL, Presa Zocoteca, Oax., 2020.	Página 97

III. RESUMEN.

Las presas derivadoras desempeñan una función muy importante en nuestro desarrollo agrícola, en nuestro país, se remontan a la época de la Colonia, como el caso de la **presa derivadora Santa Gertudis**, que fue terminada en el año de **1765**, las presas derivadoras tienen como único propósito la irrigación, los tipos son variados y bastante sencillos; desde tierra y enrocamiento, de sección gravedad, de mampostería, o de concreto, y de sección mixta, el tipo más utilizado en México, es el de tierra y enrocamiento, comúnmente llamado **Tipo Indio o flotante**, originado por una evolución empírica con cierta dosis de técnica; en cuestión de construcciones rudimentarias para la propia derivación, que se concebían a base de simples promontorios de troncos con tierra y roca, esta frecuencia de uso, se debe a que este tipo de obras son de construcción expedita, de bajo costo y que la mayoría de las veces, es destinada a derivar corrientes torrenciales, con poca ocurrencia de daños importantes en el funcionamiento de la obra. (SRH, 1970, 1976, Memoria Técnica).

La primera obra del grupo de derivaciones, es la **Toma directa**, que es una de las soluciones más simples para llevar a cabo una derivación, se utiliza; cuando la fuente de aprovisionamiento puede proporcionar un caudal mayor, en estos casos, cuando no se necesita elevar el nivel del agua de la captación para encauzar hacia el sitio de la derivación en forma natural con un tirante adecuado y condiciones topográficas favorables que posibiliten un funcionamiento hidráulico correcto.

Los **barrajes simples**, son quizá la forma más rudimentaria de las obras derivadoras, son utilizados en ríos y en los arroyos, la idea que se persigue con ellos, es construir una pantalla que obstaculice el paso de la corriente, obligándola a formar un tirante mayor al normal y derivar una parte del agua para encauzarla a un canal localizado en una de las márgenes del río, se construyen transversalmente a la corriente; formados con tabla-estacados, con ramas de árboles, diques de arcilla o de material de acarreo del mismo río, estos han operado durante varias décadas, a la fecha ya hay varias presas que cuentan con un proyecto ejecutivo y están en proceso de ejecutarse las obras, cada una de estas derivadoras, cuenta con su concesión de agua, por lo que no existe una competencia, sobre todo; durante el ciclo de riegos, se emplean en aprovechamientos provisionales y de poca magnitud, existe una constante conservación, por lo que son frecuentemente deteriorados por la corriente, especialmente en época de corrientes; se aconseja su construcción después de la temporada de lluvias, este tipo de obra permite un desarenamiento natural y la construcción del canal de riego a un nivel más alto que el logrado con la toma directa. (SARH, Obras de Riego, 1981).

Todas estas derivadoras, se encuentran en la parte más alta del Distrito de Riego y su problema no es la disponibilidad de agua, si no derivar en forma segura, para lo cual; es necesario construir, una obra de toma que permita captar el caudal de diseño, tanto en época de estiaje, como en época de lluvias, existen diferentes tipos de obras de toma, difieren en sus arreglos y en sus materiales con los que se construyen; cada una presenta características diferentes, se acomodan a diferentes condiciones de forma, pendiente y transporte de sedimentos del río, los criterios más importantes para la elección de una obra de toma en una presa derivadora son los siguientes:

- Se pueden construir en **tramos rectos o en curva de ríos**, si se construye en una curva, la ubicación de la bocatoma, se debe evitar en lo posible situarla en la parte exterior, ahí existen un incremento de fuerzas erosivas y erosión de sedimentos, por la acción de fuerzas físicas (centrípetas y centrífugas), también se pueden construir en ríos con pendientes bajas, en meandros y en planicies.

Esta investigación presenta un procedimiento surgido del diseño hidráulico y estructural aplicado a presas derivadoras de **Tipo indio o flotante**, tomando en cuenta la documentación emitida por los principales organismos operadores del agua en México y a nivel internacional, adicionalmente, se destacan recomendaciones para el adecuado manejo de dichas estructuras. (CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023).

IV. ABSTRACT.

Diversion dams play a very important role in our agricultural development, in our country they date back to Colonial times, as in the case of the Santa Gertudis diversion dam, which was completed in 1765, diversion dams have as their only purpose of irrigation, the types are varied and quite simple from earth and rock formations, with a gravity section of masonry or concrete and mixed section, the most used type in Mexico is that of earth and rock formations, commonly called the Indian or floating Type, originated by an empirical evolution with a certain dose of technique in a matter of rudimentary constructions for the own derivation, which were conceived based on simple promontories of trunks with earth and rock, this frequency of use is due to the fact that this type of works is of Expedited, low-cost construction and most of the time destined to divert torrential currents with little occurrence of significant damage in operation of the work. (SRH, 1970, 1976, Technical Report).

The first Work of the group of derivations is the Direct intake, it is one of the simplest solutions to carry out a derivation and it is used when the supply source can provide a greater flow, in these cases when it is not necessary to raise the level of the catchment water to channel towards the diversion site, since it naturally has an adequate depth and favorable topographic conditions that allow correct hydraulic operation.

Simple busbars are perhaps the most rudimentary form of diversion works used in rivers and streams, the idea pursued with them is to build a screen that hinders the passage of the current, forcing it to form a greater than normal strap, to divert part of the water and channel it to a channel located on one of the river banks, these are built transversally to the current and are formed with staked boards, tree branches and clay dikes or with material from the river itself, despite Despite the fact that they have been operating for several decades, to date several of these dams already have an executive project and the works are in the process of being carried out, each of these diversion plants has its own concession, so there is no real competition for water over all during the irrigation cycle.

They are generally used in provisional uses and of little magnitude, since there is a need for constant conservation, because they are fatuously deteriorated by the current, especially in times of currents; therefore its construction is recommended after the rainy season, this type of work already allows a natural removal of sand and the construction of the irrigation canal at a higher level than that achieved with direct intake.

All these diverters are located in the highest part of the Irrigation District and their problem is not the availability of water, but to derive water from a river safely, it is necessary to build an intake work that allows to capture the flow of design, both in the dry season and in the rainy season, there are different types of intake works in diversion dams which differ in their arrangements and materials with which they are built; each one presents different characteristics and accommodates to different conditions of shape, slope, and sediment transport of the river, the most important criteria; for the choice of an intake work in a diversion dam are the following:

- They can be built in straight sections or in curves of rivers, if it is built in a curve, for the location of the intake, it should be avoided as much as possible to locate it on the outside, there is an increase in erosive forces and sediment erosion, by the action of physical forces (centripetal and centrifugal). They can be built on rivers with low slopes, in meanders, on plains.

This investigation presents the suggested procedure for the hydraulic and structural design of diversion dams of the Indian or floating type, taking into account documentation issued by the main water operating organizations in Mexico and internationally, additionally, recommendations for the proper management of said structures are highlighted.

V. NOMENCLATURA.

NAME, Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias.

NAMO, Nivel de Aguas Máximas Ordinarias.

Q, Q_d : Gasto, [m^3/s].

q : Gasto unitario, [$\frac{m^3}{m}$].

$d, y_0, y_1, y_2, y_3, y_4$: Tirantes hidráulicos, [m].

y_c : Tirante crítico hidráulico, [m].

t Talud, [Adis.].

n : Rugosidad de Manning, [0.014, Adis.].

n : Rugosidad de Manning suelo astillado, roca, [0.045, Adis.].

n : Rugosidad de Manning con ligera vegetación, [0.035, Adis.].

S : Pendiente, [Adis.].

Elev. (Metros Sobre el Nivel del Mar, msnm).

A : Área hidráulica, [m^2].

B, B_e : Base, [m].

g : Fuerza de gravedad, [m/s^2].

H_s : Erosión, [m].

f_r : Froude [Adis].

F : Fuerza [Kg-m].

τ_c : Esfuerzo cortante $0.3 \sqrt{f'c'}$.

L_d : Longitud de desarrollo, [m].

L_s : Longitud del salto, [m].

L_t : Longitud total, [m].

L_h : Longitud horizontal, [m].

L_v : Longitud vertical, [m].

μ : Viscosidad = 0.6, [m/s^2].

P_m : Perímetro mojado, [m].

R_h : Radio hidráulico, [m].

A_h : Área hidráulica, [m^2].

b : Ancho de la plantilla del canal [m].

v : Velocidad [m/s].

v_c : Velocidad crítica [m/s].

Coeficiente de permeabilidad, 0.020 [m/s].

h_f : Pérdidas, [m].

C : Coeficiente de descarga $C = 1.7$

C : Coeficiente de permeabilidad de D. Àrcy.

W_m : Peso unitario, $[Kg/m]$.

K : Coeficiente de Velocidad máxima $K = 1.20$

K : Coeficiente de Velocidad mínima $K = 0.86$

D : Diámetro de roca, $[m]$.

H_t : Carga total o energía $[m]$.

H_{ca} : Carga hidráulica, $[m]$.

W , peso volumétrico del agua, $[100 Kg/m^3]$.

γ_m , peso volumétrico del relleno, $[1800 Kg/m^3]$.

γ_m , peso volumétrico del concreto armado, $[2400 Kg/m^3]$.

γ_m , peso volumétrico del concreto simple, $[2200 Kg/m^3]$.

W , peso volumétrico del agua, $[1000 Kg/m^3]$.

h , Altura, $[m]$.

e : Excentricidad, $[m]$.

Σv : Suma de fuerzas verticales, $[Kg]$.

M : Momento, $[Kg - m]$.

e : Excentricidad, $[m]$.

Σv : Suma de fuerzas verticales.

T , Tolerancia $T = 0.001$, $[Adis]$.

T_r Periodo de retorno de diseño presa, $T_r = 100$, $[Años]$. Diseño obra de desvío. $T_r = 20$ $[Años]$.

d_m : Peralte, $[m]$.

A_s : Área de acero, $[cm^2]$.

M_+ : Momento positivo, $[Kg - m]$.

M_- : Momento negativo, $[Kg - m]$.

M_{max} : Momento máximo, $[Kg - m]$.

V_c : Cortante, $[Kg]$.

$P_{1,2}$: Peraltes, $[m]$.

f_c : Resistencia del concreto, $\left[\frac{Kg}{cm^2}\right]$.

f_s : Resistencia a la fluencia del acero, $\left[\frac{Kg}{cm^2}\right]$.

n, j, k, R .- Constante de diseño del concreto.

V_{ar} : Diámetro de varilla, $[cm]$.

VI. METODOLOGÍA DE CÁLCULO PROPUESTA PARA DISEÑO DE UNA PRESA DERIVADORA TIPO INDIO O FLOTANTE.

4.1 CORTINA.

4.2	Cálculo de la elevación de la cresta vertedora.
4.2.2	Estabilidad de la Cortina.
4.2.3	Longitud de la Cortina, Transversalmente y Longitudinalmente.
4.2.4	Longitud del vado.
4.2.5	Esfuerzo cortante en el vado.
4.2.6	Carga Hidráulica para 100%, 75%, 50%, 25% del gasto de diseño.
4.2.7	Longitud de trinchera, Cálculo de la Sugerencia, Tirantes Y ₁ , Y ₂ , Y ₃ , Y ₄ .
4.2.8	Curva tirantes gastos en la descarga.
4.2.9	Elevación desplante de la Trinchera.
4.2.10	Análisis hidráulico de la Cortina.
4.2.11	a).- Carga hidráulica efectiva.
4.2.12	b).- Criterio Lane.
4.2.13	c).- Criterio Blight.
4.2.14	d).- Criterio Isbach
4.2.15	e). Criterio D' Arcy.
4.2.16	Separación de dentellones.
4.2.17	Diseño del talud aguas abajo.
4.2.18	Enrocamiento gráfica de varios pesos, Análisis hidráulico en cada sección.
4.2.19	Diseño del talud aguas arriba.
4.2.20	Cálculo del remanso aguas arriba.
4.2.21	Cálculo estructural de los muros de encauce margen derecha e izquierda.
4.3	OBRA DE TOMA.
4.3.1	Cálculo del orificio de la Obra de toma, Curvas de Gastos-Apertura, Gasto máximo.
4.3.2	Cálculo hidráulico del escalón.
4.3.3	Cálculo del Canal de llamada.
4.3.4	Cálculo estructural de los conductos de la Obra de toma.

4.3.5	Cálculo estructural de la ménsula de operación de la Obra de toma.
4.3.6	Cálculo estructural del Canal de salida.
4.3.7	Cálculo hidráulico y estructural de la transición de la Obra de toma.
4.4	DESARENADOR.
4.4.1	Ancho del Canal desarenador, Número de compuertas.
4.4.2	Cálculo hidráulico del desarenador.
4.4.2.1	Compuerta radial cerrada, Obra de toma abierta, Alternativa 1, Método 1, Régimen supercrítico.
4.4.2.2	<u>Compuerta radial abierta Obra de toma cerrada, Alternativa 2, Método 1, Régimen supercrítico.</u>
4.4.2.3	<u>Compuerta radial cerrada, Obra de toma abierta, Alternativa 1, Método 2, Régimen supercrítico.</u>
4.4.2.4	<u>Cálculo de las velocidades máximas de sedimentación e erosión (Método de Kennedy).</u>
4.4.2.5	<u>Compuerta radial abierta, Obra de toma cerrada, Alternativa 2; Método 2, velocidades máximas.</u>
4.4.2.6	Cálculo de la pendiente del desarenador.
4.4.2.7	Cálculo hidráulico, elevación muros de salida del desarenador.
4.4.2.8	Cálculo de la supresión en el desarenador.
4.4.3	Operación del desarenador, Curvas Tirantes-Gastos, Tirante-Velocidades.
4.4.4	Cálculo estructural de la pantalla, Losa de entrepiso de operación de agujas obturadoras.
4.4.5	Cálculo estructural de las Viga de madera (Agujas) y Viga de acero IPR.
4.4.6	Diseño estructural del desarenador, Conducto abierto o cerrado.
-----	a).- Cálculo estructural de la losa de operación de compuertas.
-----	b).- Cálculo estructural de la losa umbral del desarenador.
-----	c).- Cálculo estructural de los muros del desarenador.
4.4.7	Cálculo estructural de la Ménsula de apoyo de la compuerta radial, (Sumergida o Libre).
4.5	OBRA DE DESVÍO.
4.5.1	Cálculo hidráulico de la ataguía.
4.5.2	Diseño geométrico de la ataguía.
4.5.3	Factor de seguridad.

1.1 INTRODUCCIÓN.

Una Presa derivadora tipo **Indio o flotante**, es una estructura comúnmente utilizada por su sencillez, está representada por un diseño hidráulico y estructural; así como en su construcción, brindando múltiples beneficios en sus aspectos tales como; **Técnico, Económico, Social y Ambiental**, estas obras; impactan favorablemente sobre todo en las comunidades rurales y en los Distritos de riego formal e informal, beneficiándose con este tipo de obras y proporcionando una lámina de riego constante y suficiente, para sus cultivos de sus hortalizas y sus parcelas. (SRH, Memorandum Técnico No. 139, 1962).

Las presas derivadoras de enrocamiento, se construyen más bien del tipo sumergido, la construcción de este tipo de obra, es adecuada en sitios en donde el cauce está constituido por material ligero, arena, tierra y limo, así como en corrientes cuyo régimen anual es muy variable y en las que puede ocurrir grandes avenidas, más grandes que la prevista, pudiendo resistir este tipo de cortina el paso de la avenida; es conveniente, proyectar la obra de tal forma que la parte alta trinchera quede de **1.0 m a 1.50 m** debajo de la parte más baja del cauce, con el objeto de que se forme un estanque natural y amortigüe la energía cinética del cauce. (SRH, Memorandum Técnico No. 139, 1962).

En la planeación de Proyectos integrales, se consideran como una opción las Presas de almacenamiento y/o las Presas derivadoras, lo cual es frecuente iniciar con los estudios de proyecto de acuerdo a los resultados obtenidos en la evaluación: “**Técnica**”, “**Económica**” y “**Financiera**” como una primera etapa, para la construcción de una Presa derivadora y su Zona de riego, el objetivo principal, es la de alcanzar en el corto o el mediano plazo la madurez del desarrollo del Proyecto ejecutivo implementado, ya que con ello permitirá continuar en la etapa subsecuente, para iniciar los trabajos de Proyecto ejecutivo, es necesario contar con el documento principal, que se le denomina “**Términos de Referencia**”, documento que se implementa de acuerdo al tipo de obra a desarrollar, estableciendo de antemano sus características fundamentales, en su elaboración, se deben incluirse invariablemente entre otros trabajos, la recopilación y el análisis de toda la información de campo existente y en su caso, complementarla para el buen desarrollo del Proyecto ejecutivo en su primera etapa. (CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023).

En otra fase; también es necesario, la realización de los **Estudios Básicos de Ingeniería**; que complementan la planeación del Proyecto ejecutivo, así como, el levantamiento topográfico completo, el cual consiste en localizar geográficamente el sitio de la obra, las vías de comunicación, las poblaciones próximas o cercanas y de los accesos a los sitios de trabajo, bancos de material de arcilla y de roca. (CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023).

El estudio hidrológico, es fundamental y muy importante, ya que con este estudio se define la disponibilidad del elemento agua, de acuerdo a un periodo de retorno mínimo de **100 años** y establecer un padrón de usuarios, para lo cual fija la superficie de riego a beneficiar, por medio de canales de riego excavados de tierra o revestidos, los trabajos de la Geotecnia, permitirá adoptar el tipo de cortina más conveniente desde el punto de vista **Técnico-Económico**, así como también el dimensionamiento de las estructuras complementarias. (CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023).

El Proyecto Ejecutivo de la Obra Civil, se considera el dimensionamiento de la cortina, la longitud de cresta vertedora, el gasto de diseño aguas arriba en función de los escurrimientos que se generan por cuenca propia, la(s) Obra(s) de toma, se diseñarán de acuerdo a los gastos adoptados, satisfaciendo la demanda de riego de cada uno de los canales principales, se determinarán los conductos necesarios con sus compuertas deslizantes que se requieran, la operación de las compuertas, se seleccionarán todos los mecanismos de operación manual y/o eléctrico que se requieran, para el accionamiento correcto de dichas compuertas. (CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023).

La Estructura de Limpia o Desarenador, se diseñará tomando en cuenta los arrastres de sólidos en suspensión de la propia corriente, así como también; se permita la abertura de las compuertas a la velocidad requerida, para el desalojo de los sedimentos depositados en el acceso a la Obra de toma, los canales de llamada o de acceso, se dimensionarán con base a la geometría adoptada en la estructura de limpia, con el objeto de propiciar el flujo continuo del agua al interior de y/o de las Obras de toma. (CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023).

En cuanto al Manejo del Río, la Obra de desvío, se determinará en función del estudio hidrológico, en el que se establecerán las fechas de estiaje, así como; la temporada de lluvias, garantizando que ésta obra se programe coordinadamente con la construcción de la cortina y de las estructuras complementarias, la obra de desvío se debe realizar, en la época de estiaje, utilizando ya sea conductos y/o canales a cielo abierto (tajos) que protejan a toda la cortina de los escurrimientos probables del río y se pueda construirse en seco, la magnitud del problema de derivación o desvío variará con el tamaño y potencial de las avenidas de la corriente, en algunos emplazamientos, puede ser muy costoso y tardado, puede afectar el programa de las actividades de construcción, mientras que, en otros lugares, puede no causar mayores dificultades, sin embargo; la dificultad existe en todos los emplazamientos de las estructuras, excepto en aquellos que estén situados fuera del cauce, propiamente dicho. (CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023).

1.2 MARCO TEÓRICO.

La Ingeniería de presas, es un campo con grandes retos y esfuerzos, una presa derivadora es del tipo de obra que se construye muy frecuente para aprovechar la corriente por derivación, se puede construirse en cualquier tramo de una corriente, solo exigiendo como único requisito, que el cauce sea lo suficientemente estable, la obra en sí, consiste; en interponer transversalmente un muro vertedor, para poder encausar el agua a un canal de conducción denominado obra de toma, se construyen para aprovechar los escurrimientos de una cuenca, en donde la superficie beneficiada es relativamente pequeña. (SRH, Memorándum Técnico No. 139, 1962).

Por economía en su construcción, la presa derivadora, puede diseñarse para un gasto menor al correspondiente de la avenida máxima probable **Tr. 100 años**, requiriéndose en este caso; que sus laderas, en donde se empotren los muros laterales, estén constituidos de roca o material resistente en su desplante, es decir; este requisito es indispensable cumplir, porque puede suceder que al poco tiempo de haberse construido la obra, ocurra una avenida mayor al de diseño y la obra pueda garantizar su seguridad y los perjuicios aguas abajo sean mínimos en lo posible, lo que no sucedería en el caso que el terreno de las laderas fueran erosionables, originándose un gran peligro, debido a que la avenida puede flanquear a la estructura. (SRH, Memorándum Técnico No. 139, 1962).

La construcción de este tipo de obra, es adecuada en los sitios en que el cauce está constituido por material ligero, es decir: **arena, tierra y limo**, así como en corrientes con un régimen anual muy variable, pudiendo ocurrir avenidas mucho más grandes que la prevista en un principio, lográndose que este tipo de presa resista, el paso de avenida, la SRH recomienda, que se considere un coeficiente de descarga alrededor de **C=1.65**. (SRH, Memorándum Técnico No. 139, 1962).

Por ahora en estos tiempos, **CONAGUA** en su implementación de políticas de operación y de austeridad, se han reducido notablemente los tiempos y formas de elaboración de proyectos ejecutivos, el objetivo de esta sistematización, es dar una respuesta oportuna a los Organismos de Cuenca y Direcciones Locales en la toma de decisiones en el proceso de un proyecto ejecutivo, así como en la elaboración y/o revisión de estructuras hidráulicas, brindándose apoyo, prontitud y exactitud en los cálculos de diseño y/o rehabilitación, garantizando principalmente que sean, oportunos, confiables y seguros. (CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023).

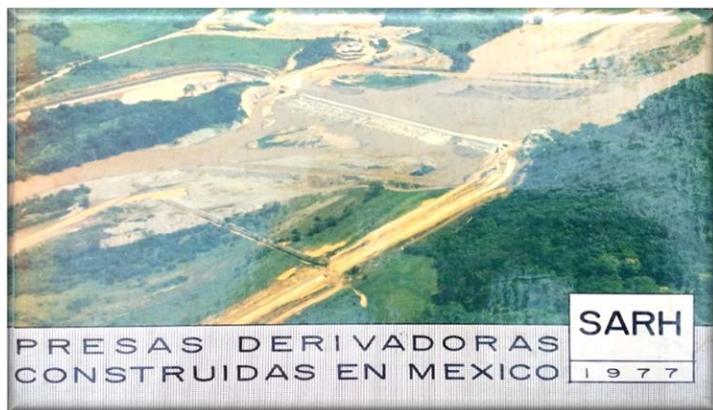


FIGURA 1.1

(Presas construidas en México, SRH, 1977)



FIGURA 1.2

(Presas Río Culiacán, Sin. 2018)



FIGURA 1.3

(Presas Santa Bárbara, Dgo. 2014)



FIGURA 1.4

(Presas Santa Bárbara 1, Dgo. 2014)

2.- ANTECEDENTES.

A fin de cumplir las metas establecidas por el Gobierno Federal en materia de riego, la Comisión Nacional del Agua (**CONAGUA**), a través de la Gerencia de Proyectos de Infraestructura Hidroagrícola de la Subdirección General de Infraestructura Hidroagrícola, continúa con el desarrollado de Estudios y Proyectos, para la construcción de obras de Infraestructura Hidroagrícola, las cuales, además de construir un baluarte en la producción agrícola nacional, redundan en un mejoramiento de los niveles socioeconómicos de la clase campesina y trabajadores del campo. Por otra parte, el alto crecimiento demográfico que se registra en estas últimas décadas en nuestro país, que demanda, cada vez más, una mayor producción de alimentos, aunado al problema del déficit en la economía nacional, originada principalmente por la baja de precios del petróleo en el mercado internacional, por lo que es prioridad atender aquellos proyectos de riego que garanticen con la mínima inversión y los mayores beneficios a la comunidad rural, dentro de estos proyectos, se encuentra las **Presas derivadoras de tipo flotante o Indio**, que adquieren una dimensión especial, tanto por la sencillez que representan en su diseño, como en su construcción propiamente dicho, comparativamente con el costo de inversión y/o mantenimiento que representan. (SRH, 1970, 1976, Memoria Técnica).

Los aprovechamientos de estos recursos hidráulicos constituyen en el país un significado muy importante en época resientes, dado que en extensas zonas potencialmente agrícolas pueden recibir el beneficio de riego por una simple derivación en una primera etapa del proyecto, invariablemente; la Ingeniería de proyecto para este tipo de obras, se inicia una vez que se han realizado los **Estudios básicos**, a diferentes niveles de conocimiento, entre otros, por ejemplo: el **Topográfico, Hidrológico, Agrológico, Geológico, Geotécnico, Socioeconómico**, etc., estos estudios, son desarrollados por diferentes grupos interdisciplinarios, dentro de los cuales, se intuye una amplia experiencia profesional en cada uno de los rubros que contempla el Proyecto Ejecutivo, por ende; también son de gran interés: los **Estudios de Factibilidad Técnica, Económica, Social y Financiera**, cuyo resultado determinan la viabilidad de este tipo de obras. (SRH, 1970, 1976, Memoria Técnica).

LAS PRESAS DERIVADORAS TIPO FLOTANTE.

Generalmente son estructuras de poca altura, se construyen sobre el lecho del cauce de una corriente superficial, con la finalidad de elevar y mantener el nivel del agua en el río, permitiendo efectuar la derivación en una o en ambas márgenes el gasto para la zona de riego, ya sea: por medio de un canal de riego o de una planta de bombeo, dicha derivación, se realiza a través de las obras de toma, ubicadas en una o ambas márgenes del río según sean los requerimientos de agua para las superficies de riego a beneficiar, por otra parte; cuando el desplante de la cortina se efectúa, sobre acarreos del río, constituidos generalmente por gravas y arenas, las presas derivadoras reciben el nombre de **flotantes o tipo Indio**, en la figura 2.1 se muestra un ejemplo, Sección longitudinal de la cortina. (CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023).

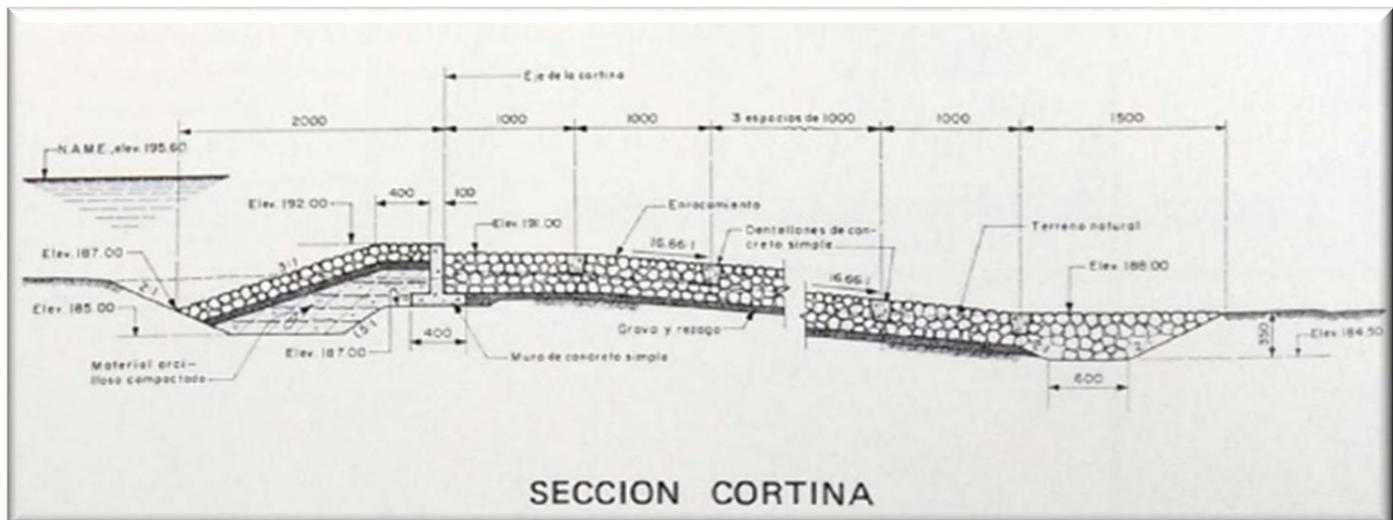


FIGURA 2.1

(SRH, Memorándum Técnico No. 139, 1962).

Es importante señalar, que dichos estratos permeables, en la mayoría de los casos resultan ser de un gran espesor, asimismo; la mayoría de las presas derivadoras, se diseñan para que funcionen como secciones vertedoras, con el objeto de dar paso a las avenidas extraordinarias que pudieren presentarse en cualquier época del año, actualmente en ausencia de estas estructuras, los agricultores construyen al carecer de una obra formalmente construida, con todas sus estructuras como son; un **Desarenador** y una **Obra de toma** y se ven en la necesidad obligada a construir una obra de derivación rudimentaria, la cual consiste en un tabla estacado, construido transversalmente al río, apoyándose de un enramado, con tierra, y material de acarreo del río, este tipo de cortina derivadora, que se ha ido perfeccionando a través de los años, con este tipo de obras rudimentarias, hasta llegar actualmente a las presas de enrocamiento. (SRH, Memorándum Técnico No. 139, 1962).

3. METODOLOGÍA.

3.1 JUSTIFICACIÓN.

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos por sus siglas **SARH** fue una Secretaría de Estado de México, creada en 1976, por el presidente C. José López Portillo, para sustituir a la Secretaría de Recursos Hidráulicos (**SRH**), incorporando además, la materia agraria que venía ejerciendo la Secretaría de Agricultura y Ganadería (**SARH**), encargada de diseñar, planear, ejecutar y coordinar las políticas públicas en materia Agropecuaria, lo anterior, incluye conducir todo aquello, para el Desarrollo Económico y Social de las Zonas Rurales y Comunidades pesqueras; el crear y fomentar programas que garanticen la rentabilidad y sustentabilidad de actividades agropecuarias; dirigir y vigilar los sistemas de sanidad animal y vegetal; coordinarse con otras Secretarías, para la formación de profesionales en el sector agropecuario (SEP), establecer precios a los alimentos e impulsar la investigación científica para el mejoramiento de la producción agropecuaria (**SEMARNAT**); y garantizar el acceso de los productores a tecnología y métodos para modernizar su sector. (SRH, 1970, 1976, Memoria Técnica).

Con frecuencia, en el gabinete, el proyectista, se tenía que recurrir a manuales para el trazo de las estructuras de gran irrigación, a fin de adaptarlos a nuestras pequeñas obras, con esto, en ocasiones, producía proyectos ingenieriles, un tanto desproporcionados o fuera de lugar, esta situación llegó a provocar que se construyeran proyectos incompletos de una buena obra de captación e inadecuada zona de riego, en atención a las experiencias adquiridas en los proyectos de las zonas de riego que sean construido en todo el territorio nacional, y con la intención, de auxiliar a los proyectistas que enfrentan a esta problemática, se puede resumir que una vez captado o almacenado, el elemento agua, debe diseñarse, previendo la mejor distribución y aplicación de la misma. (SRH, 1970, 1976, Memoria Técnica).

Los procedimientos empleados por extintas Secretarías, se basaban en el uso exclusivo de monogramas, tablas, gráficos, incluso el uso de reglas de cálculo y calculadoras programables, recurriendo a manuales del cuerpo de Ingenieros de **USBR** principalmente; por lo general; estos proyectos ejecutivos, se basaban en los criterios y en la experiencia de proyectos anteriores, plasmados en: hojas papel, libretas, carpetas de proyecto, notas y en apuntes; para lo cual, se procedió hacer una investigación bibliográfica y de recolección de información en los archivos de la **CONAGUA**, enfocados principalmente a los análisis y procedimientos de cálculo, hidráulicos y estructurales utilizados comúnmente en el diseño, revisión y/o rehabilitación de esta infraestructura Hidroagrícola. (CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023).

Cada presa es una estructura única, independientemente (tamaño y tipo) de diferente respuesta a las cargas y su relación interactiva, con la hidrología, con la geología del sitio, siendo de gran complejidad, como reflejo de la naturaleza más o menos indeterminada de muchas variables de diseño, la ingeniería de presas no es una ciencia en si formalmente definida, tal como se practica en la actualidad, en si es; una actividad de gran especialización, que se nutre de muchas disciplinas científicas equilibradas teniendo en cuenta, un elemento bastante importante, el criterio y la experiencia ingenieril, en muchos de los sistemas de riego existentes en nuestro medio, que representan una serie de falencias, tanto en el diseño, como en la construcción de las obras, esto se debe fundamentalmente, a la escasez de especialistas en el diseño de este tipo de obras y al desconocimiento del comportamiento de los ríos, así también, se debe a la insuficiencia de recursos para incorporar estos elementos de seguridad necesarios y a las condiciones bajo las cuales han sido construidas. (SRH, 1970, 1976, Memoria Técnica).

Lamentablemente, la gran mayoría de los sistemas de riego en nuestro campo, no contaban con la información requerida, ya sea porque ésta se encontraba extraviada o como en los sistemas antiguos, porque, las obras se construyeron sin diseños propiamente dichos, es decir; croquis o planos realizados, sin el respaldo de cálculos hidráulicos, estructurales, de estabilidad, etc.; esta situación; limita en cierta medida, la investigación no permitiendo establecer con precisión, si las obras de tomas construidas, cumplen específicamente con los objetivos de la concepción o de diseño original, por lo que son simplemente obras rudimentarias, así pues; es imprescindible disponer de métodos de cálculo computacional, que guíen y proporcionen al proyectista los elementos más indispensables a considerar en sus proyectos, todos estos factores los enseña la práctica, dando como resultado, una correcta planeación y desarrollo. (CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023).

Como resultado de estas experiencias y la aplicación de métodos, criterios, análisis hidráulicos y estructurarles, se llevó a cabo la integración de todos los aspectos más importantes, motivando a la conformación y elaboración de un documento integral completo de cálculo, que comprende **29 programas** en Macros de Visual Basic-Excel, para que el proyectista agilice y se guíe en el criterio/dimensionamiento de las estructuras que conforman una Presa Derivadora como son: la **Cortina**, la **Obra de toma**, el **Desarenador**, y en su caso las **Obras complementarias**, dicho procedimiento corresponde a la elaboración del trabajo “**Sistematización Hidráulica y Estructural para el Diseño de una Presa derivadora Tipo Indio o Flotante**”. (CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023).

3.2.- ESTUDIOS TÉCNICOS.

La localización de una presa de derivación, se establece de acuerdo a los requerimientos del plan del proyecto ejecutivo, sin embargo; se debe tomar ventaja de los detalles naturales, del sitio de interés, con el objeto de lograr una mayor economía en su construcción y la planeación más óptima posible de los recursos hidráulicos disponibles, recurriendo a la aplicación de las técnicas, topográficas, fotogramétricas y foto interpretativas más avanzadas, cuyos resultados permitan delimitar los siguientes estudios, como son: **Hidrología, Geología, Sitio de la boquilla y Área de embalse**, los sitios mejor adecuados para realizar observaciones meteorológicas, hidrométricas, catastro, terrenos regables por gravedad, terrenos destinados a la agricultura de temporal, zonas erosionadas donde será necesario realizar obras de protección contra la erosión y detener sus consecuencias, zonas pantanosas de inundación. (SRH, 1970, 1976, Memoria Técnica).

En una primera etapa del Proyecto ejecutivo, los planos fotogramétricos servirán para dar apoyo para una localización preliminar de los probables sitios de las boquillas, desde el punto de vista **Topográfico**, se deberá analizar en cualquier sistema hidráulico alternativo, que proponga las dimensiones del área beneficiada, así como las características de las obras requeridas, factor decisivo e importante para la localización y estudiar la alternativa más económica dentro de los siguientes incisos.

1. Localizar el sitio más alejado a la zona de riego, considerando un dique vertedor de poca altura y un tramo de canal muerto de alimentación a la zona de riego.
2. Contemplar un dique vertedor de mayor altura y un canal de conducción más corto, en un sitio cercano a la zona de riego.

Mediante observaciones de campo y a los estudios geológicos preliminares que se practiquen, se seleccionará como eje de la cortina, previo al estudio económico, dando como resultado, aquél que presente las mejores condiciones topográficas, geológicas y de disponibilidad de materiales. (SRH, 1970, 1976, Memoria Técnica).

3.3.- INGENIERÍA DE PROYECTO.

El objetivo de la ingeniería de proyectos debe ir más allá de los aspectos meramente tecnológicos y mecánicos, hoy en día estos planes abarcan temas que corresponden al terreno de los **Recursos humanos, Económicos o de Información documental y/o Tecnológica**, por tanto; el trabajo del ingeniero no se limita solo a una serie de directrices científicas, sino también a la elaboración del proyecto a nivel ejecutivo, para el caso de una presa derivadora, existen cualidades que un buen ingeniero de proyectos debe cultivar y una de las más importantes; es la de formación continua, para ser capaz de adaptarse a los avances en la tecnología y los cambios constantes que se producen a nuestro alrededor, el ingeniero no debe descuidar su **autoaprendizaje** y debe estar en **continua formación**, íntimamente ligado a esta cualidad, está la de **innovación**, sobre todo, a la hora de buscar un equilibrio entre la **ejecución del trabajo y el respeto al Medio ambiente**, que es un aspecto cada vez más valorado en nuestra sociedad. (CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023).

3.4 ESTUDIO TOPOGRÁFICO.

El levantamiento topográfico del vaso, se recomienda efectuarlo con plancheta, estableciendo una cuadrícula rectangular, donde los meridianos puedan ser orientados astronómicamente en la dirección Norte-Sur, dicha cuadrícula cubrirá la superficie del vaso mediante líneas principales y secundarias, formando cuadros de 5 km y un 1 km, por lado respectivamente, las cuales se nivelarán posteriormente formando círculos cerrados.

En cada vértice de la cuadrícula se colocarán monumentos mayores indicando las coordenadas respectivas de los apoyos planímetro y alímetro, constituirán el marco de referencia para la representación del terreno, poblados, vías de comunicación, líneas de transmisión.

Con el apoyo del levantamiento topográfico, se efectuará el deslinde catastral que incluirá las diferentes modalidades de tenencia y uso del terreno, aspectos importantes para el estudio de indemnizaciones y reacomodo, como consecuencia de las afectaciones que se deriven por la construcción de las obras o por el embalse de la presa, es recomendable efectuar el levantamiento topográfico del vaso de la presa a escala 1:5000 y el correspondiente al sitio de la derivadora a 1:500. (III Seminario Latino Americano de Irrigación, 1964).

3.5 ESTUDIO HIDROLÓGICO.

Estudio Hidrológico para el aprovechamiento de una corriente por simple derivación, invariablemente deberá de garantizar, una disponibilidad en el río, mayor a los requerimientos de agua para riego según un plan de cultivos propuesto con antelación para dicha zona de riego, la determinación de la avenida máxima probable, se basa en la consideración racional, de las probabilidades de la ocurrencia simultánea de los diferentes elementos o condiciones que contribuyen a la formación de la avenida, uno de los factores más importantes, es la determinación del escurrimiento que puede resultar de la ocurrencia de una tormenta máxima probable, basada en factores meteorológicos, de la elección del periodo de retorno **Tr. 100 años** que dependerá la magnitud de la avenida, la cual a su vez estará en función de la importancia de la obra y de la vida útil de la misma. (III Seminario Latino Americano de Irrigación 1964).

Para la selección de la avenida de diseño, se requiere de un análisis hidrológico y económico del problema que comparé las inversiones de las obras, con la cuantía de los beneficios que pueden obtenerse al evitar la inundación, dichas comparaciones se deben realizar en base a los **Métodos de Ingeniería Económica**, escogiéndose un periodo de retorno que proporcione la mayor amplitud entre **Curvas Beneficio-Costo**.



FIGURA 3.5.1

(SRH, Manual para la estimación de avenidas máximas en Cuencas y Presas pequeñas, 1982).

Tabla 3.1. Recomendación de Períodos de Retorno para la estimación del Gasto máximo de diseño en las Obras hidráulicas, la CONAGUA establece mediante **Memorando Técnico No. B00.7.-616 de fecha 13 de septiembre de 2017**, los periodos de retorno a considerar para los siguientes tipos de obras.

PRESAS DERIVADORAS.

a) - Zona de riego pequeña (menor de 1,000 Ha).	50 a 100 Años.
b) - Zona de riego mediana (1,000 a 10,000 Ha).	100 a 500 Años.
c) Zona de riego grande (más de 10,000 Ha).	500 a 1000. Años.

OBRAS DE DESVIO TEMPORAL.

Presas pequeñas.	10 a 25 años.
Presas medianas.	25 a 50 años.
Presas grandes.	50 a 100 años.
Cauce de alivio en corriente.	25 a 50 (o mayor según importancia).

Para la determinación del escurrimiento superficial debe de tomarse en cuenta lo siguiente:

- a). - La lluvia.
- b). - Características físicas de la cuenca.

Existen varios factores que influyen en la precipitación, enumerando los siguientes.

- I). - Tipo o carácter de la misma.
- II). - Intensidad.
- III). - Duración.
- IV). - Distribución.
- V). - Movimiento de las tormentas.
- VI). - Humedad del suelo.

Dentro de las características físicas de la cuenca intervienen las siguientes.

- a). - Uso del suelo.
- b). - Tipo de suelo.
- c). - Tamaño de la cuenca.
- d). - Forma.
- e). - Elevación.
- f). - Pendiente.
- g). - Orientación.
- h). - Tipo de la red de drenaje natural o red hidrográfica.
- i). - Extensión de la red hidrográfica.

En general, cuando se trata de encontrar una ecuación sencilla y conveniente para determinar el caudal máximo o medio de las avenidas, se observa que tal variación, tiene que expresarse en términos de todas las variables antes mencionadas, y que casi todos los factores pueden afectar los resultados en forma muy considerable. De lo anterior se puede deducir que la estimación de cualquiera de las diferentes características de escurrimiento, debe basarse en el análisis cuidadoso de la influencia de todos los factores que intervienen, y que es imposible determinar el escurrimiento superficial por medio de una simple ecuación que considere una en el mejor de los casos, dos o tres de dichas variables. (III Seminario Latino Americano de Irrigación, 1964).

Para la determinación de la avenida máxima se pueden aplicar los siguientes los métodos de acuerdo a lo publicado según CONAGUA, **Memorando Técnico No. B00.7.-616** de fecha 13 de septiembre de 2017.

I. MÉTODOS EMPIRICOS.	a. Envoltentes de caudales máximos Creager y Lowry.
	b. Formula racional $Q=K C_i A$.
	c. Formula de Gregory y Artnold.
II. MÉTODOS PROBABILISTICOS.	a. Lebediev.
	b. Gumbel.
	c. Nash.
	d. Choww.

III. MÉTODOS BASADOS EN EL HIDROGRÁMA UNITARIO.	a. Hidrográma unitario.
	b. (Para el proyecto de una presa derivadora, se recomienda utilizar el Gasto de diseño de la avenida máxima del proyecto autorizada por la Gerencia de Aguas e Ingeniería de Ríos (GASIR) de la Subdirección General Técnica).

3.6 ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO.

Los estudios geológicos y geotécnicos, permiten determinar las características físicas y mecánicas de los diferentes materiales que intervienen en la cimentación de la presa y sus estructuras, así como de los materiales existentes en la región para su uso en la construcción. La elaboración de un programa de exploraciones sobre el trazo del eje definitivo de la cortina, es fundamental para el conocimiento de las diferentes formaciones geológicas tanto en las terrazas o zonas de inundación, como el cauce del propio río. dicho programa quedará sujeto a modificaciones de acuerdo a los resultados que se vayan obteniendo en cada una de las perforaciones, las cuales podrán practicarse con maquina a diferentes profundidades o mediante pozos a cielo abierto. **(Revista Ingeniería Hidráulica Vol. XIX, 1965).**

Con el objeto de definir un corte geológico por el eje del sitio elegido, cada una de las muestras obtenidas de campo le será practicada las pruebas de laboratorio, consistentes en pruebas de permeabilidad Lefranc y Lugeon cuando se trate de acarrees y de material rocoso respectivamente. Para el caso de una presa derivadora de tipo flotante, el corte geológico estaría representado normalmente; por terrazas aluviales o zonas de inundación sobre ambas márgenes del río constituidas a base de materiales finos, ya sea por la presencia de materia orgánica, o por material proveniente de depósitos de talud. **(Revista Ingeniería Hidráulica Vol. XIX, 1965).**

Asimismo, es muy común que, en las partes elevadas de las laderas, se detecte el afloramiento de la roca respecto a la zona de cauce, se localizan preponderadamente los estratos muy profundos de acarrees aluviales gruesos, constituidos por cantos rodados y arena, que en la mayoría de los casos subyacen sobre mantos rocosos parcialmente fracturados o sanos. Por otra parte, los estudios geotécnicos constituirán el conjunto de pruebas que se practicarán a los materiales cohesivos granulares, con el objeto de determinar los parámetros que intervendrán en el diseño de las estructuras que complementan el cuerpo de la cortina de la presa; por ello, las muestras alteradas de campo, se determinarán las propiedades índice y mecánicas para los materiales cohesivos y granulares respectivamente. **(III Seminario Latino Americano de Irrigación 1964).**

Propiedades índices.	I. Peso específico relativo.
	II. Granulometría.
	III. Determinación del contenido natural de humedad.
	IV. Límites de consistencia.
Propiedades mecánicas.	I. Relación de vacíos natural.
	II. Compacidad relativa.
	III. Determinación del ángulo de fricción interna (ϕ) para su estado natural.



FIGURA 3.6.2
(Presa Santa Bárbara, Dgo. 2014)



FIGURA 3.6.3
(Presa Santa Bárbara, Dgo. 2014)

3.7.- ESTRUCTURAS QUE INTEGRAN UNA PRESA DERIVADORA.

Con motivo del **X Congreso Nacional de Ingeniería Civil**, como una aportación al Plan Nacional de Obras Hidráulicas para el desarrollo Rural, es través de la S.R.H, que en este evento; se publican los apuntes de Presas de derivación, que fueron integrados por el **Ing. Octavio Velazco Sánchez (1976)**, con el objeto de establecer una guía, por lo que a continuación; se enlistan sus partes principales.

1. [Cortina.](#)
2. [Obra de Toma.](#)
3. [Estructura de limpia o desarenador.](#)
4. [Obras completarias.](#)

3.7.1.- CORTINA.

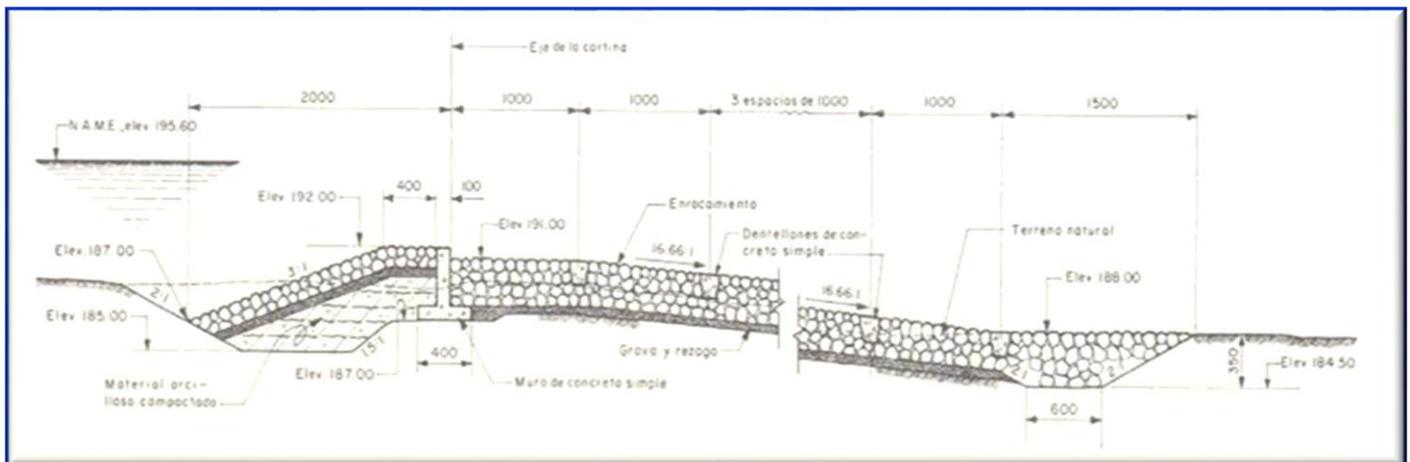


FIGURA 3.7.2
(Presas de Derivación, Ing. Octavio V., 1976)

PLANTA.

Referente a la posición del eje de la cortina en el sentido del escurrimiento, tenemos:

De acuerdo a lo que toca el flujo de avenidas:

Con respecto al funcionamiento del paso del agua sobre la cresta, tenemos:

Teniendo en cuenta el terreno de cimentación:

En cuanto a los materiales empleados:

(b, c). Curva.

(a). Recta.

(a). Normal.

(c). Esviejada.

(a, b, c, d, e). Vertedora.

(e). No vertedora. (Dique).

Controlada. (a, b, c, d, e).

Sin control. (a, b, c, d, e).

En roca. (a, b, c, d, e).

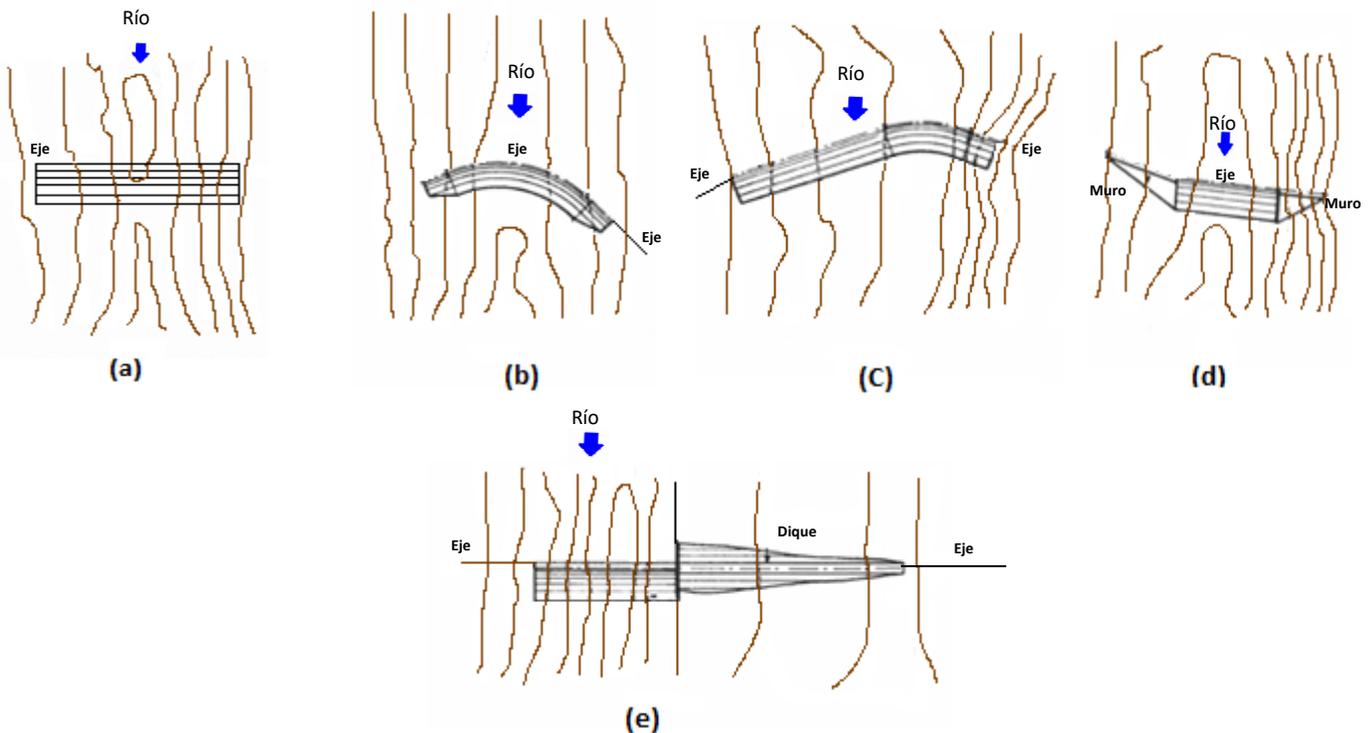
En material de acarreo. (a, b, c, d, e).

Concreto ciclópeo. (a, b, c, d, e).

Mampostería. (a, b, c, d, e).

Enrocamiento con pantalla impermeable. (a, b, c, d, e).

La cortina estará constituida por una sección vertedora sobre el cauce del río, la cual obstruye su escurrimiento su localización, recibe diferentes clasificaciones como se indica a continuación.



(Presas de derivación, Ing. Octavio V., 1976).

FIGURA 3.7.3

Cuando se presenta en un cauce pendientes muy fuertes y cuando los acarrees son de grandes dimensiones, se han utilizado cortinas constituidas, por un muro central de concreto simple, provisto de una zapata en la base y desplantado sobre el terreno natural previa limpia, la cara superior del muro representa la cresta vertedora, encontrándose una zona de marial impermeable compactado, en el paramento aguas arriba con desplantes en una trinchera previamente excavada en el cauce del río, este material se coloca normalmente con taludes de **3:1 a 4:1** cubierta con un filtro de grava y arena, sobre el cual se coloca un enrocamiento a volteo con un espesor mínimo de $\theta = 1.50 \text{ m.}$, en este paramento y entre huecos del enrocamiento, se coloca concreto simple, vaciado superficialmente, llamado comúnmente **Grouting**. (Presas de derivación. Ing. Octavio V. 1976).

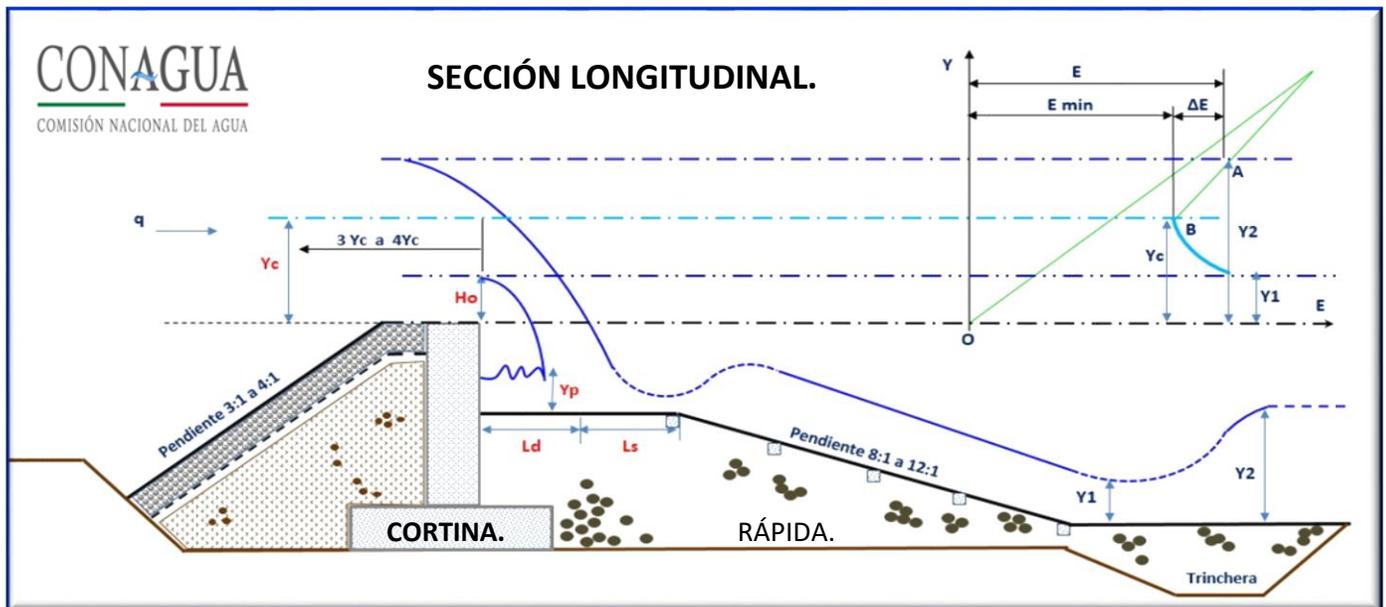


FIGURA 3.7.4

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

Aguas abajo del muro de concreto simple, se considera un desnivel aproximadamente de **0.5 a 1.00** metros de altura y una banquetta de acuerdo al diseño hidráulico, que funcionará como **vado** en determinadas épocas del año, permitiendo el libre acceso de una margen hacia otra, para su longitud optima, se analizarán diferentes longitudes para diferentes gastos de diseño, es decir tomado **$Q = 100\%$, $Q = 75\%$, $Q = 50\%$ y $Q = 25\%$ del $Q_{\text{diseño}}$** , durante la vida útil de la presa derivadora operará alrededor del **10 al 20%** del gasto de diseño. (Presas de derivación. Ing. Octavio V. 1976).

En algunos proyectos se elimina este vado por el hecho de existir una estructura de cruce aguas arriba o aguas abajo del sitio de la presa, al término de la banquetta se coloca un delantal de enrocamiento con pendientes entre **8:1, 10:1, 12:1, 14:1**, según sea pendiente del río y su velocidad máxima sobre esta, no rebase los **7.0 m/s**, hasta rematarlo en una trinchera de sección trapecial excavada en el cauce del río y rellena del mismo material de enrocamiento. (Presas de derivación. Ing. Octavio V. 1976).

El enrocamiento, se desplanta sobre una cama de grava arena o rezaga de **0.50 metros** a próximamente de espesor, asimismo; se excavarán zanjas en el enrocamiento de aguas abajo, paralelas al muro vertedor, sobre las cuales se vaciará concreto simple Grouting y que funcionarán como dentellones para lograr un mejor amarre entre las rocas y no se desprendan con las avenidas que se presente, durante su operación. (Presas de derivación. Ing. Octavio V. 1976).

En todo el ancho del delantal, está abarcando desde el muro vertedor hasta el inicio de la trinchera, se colocará concreto superficialmente entre huecos del enrocamiento Grouting, dejando sin colar las áreas aisladas localizadas inmediatamente aguas arriba de los dentellones, las cuales funcionarán como lloraderos para drenar el flujo de infiltración. El muro construido a lo ancho del río, podrá ser vertedor total o parcial, es conveniente que el eje de la cortina sea normal a las líneas de corriente, salvo en aquellos casos en que por condiciones topográficas o geológicas sea necesario esvajar el eje de la cortina ya sea el caso, recta o curva. (Presas de derivación. Ing. Octavio V. 1976).

3.7.2.- OBRA DE TOMA.

La obra de toma, es una estructura que tiene como única función el de extraer en forma controlada los gastos de un escurrimiento, para conducirlos a un canal alimentador, que a su vez alimentará al sistema de riego, la falla del mismo, ocasionaría posiblemente daños considerables al sistema de canales y las tierras localizadas aguas abajo del canal de conducción de la zona de riego. (SARH, Obras de Riego, 1981).

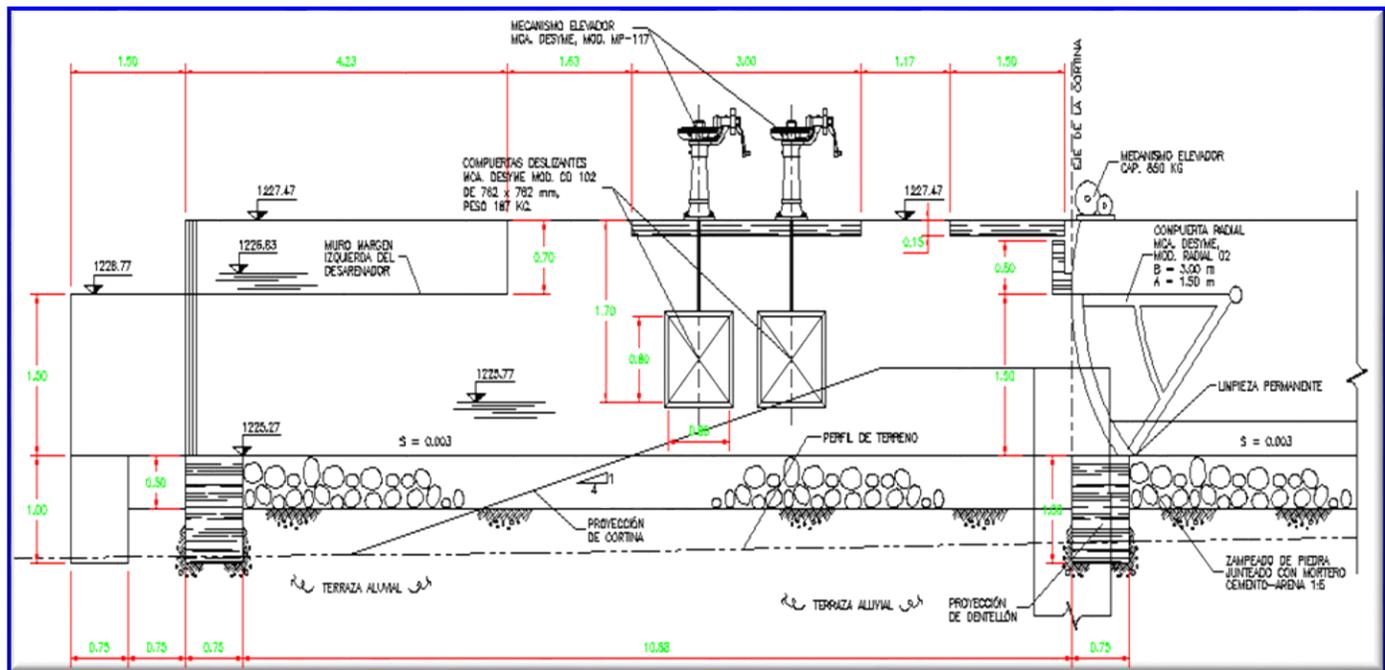


FIGURA 3.7.2.1

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

3.7.3.- ESTRUCTURA DE LIMPIA O DESARENADOR.

La estructura de unión entre los conductos de la Obra de toma y el canal de conducción que constituye la salida y que generalmente es a base de una transición, la función de esta estructura de limpia o desarenador, consiste en desalojar el azolve depositado a la entrada de la obra de toma, regulando el nivel del agua dentro de ciertos límites, cuando sean pequeños los escurrimientos en el río. (Presas de derivación. Ing. Octavio V. 1976).

Debe localizarse en un lugar que no se encuentre expuesto a las erosiones causadas por el río, evitando al mismo tiempo, obras costosas como túneles, cortes profundos, etc. Asimismo, también en los sitios más cercanos posibles al dique vertedor y de la estructura de limpia, con el objeto de que los azolves depositados frente a ella, sean removidos eficazmente. A la entrada de la estructura se localizan los pisos de operación y los mecanismos de control, los cuales pueden ser accionados en forma manual, mecánicamente o eléctricamente, el paso del agua de la obra de toma hacia el canal de conducción, se efectúa a través de secciones de formas geométricas diferentes, (rectangulares a cielo abierto, conductos abiertos, circular, túnel) etc. (Presas de derivación. Ing. Octavio V. 1976).



FIGURA 3.7.3.1

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

Es recomendable localizar el desarenador tan cerca de la obra de toma como sea posible, en la dirección normal al eje del dique vertedor, para que, su descarga sea paralela a la corriente, la distancia recomendada entre la obra de toma y la compuerta radial del desarenador debe oscilar entre **1.5 a 2 veces** el ancho del orificio de la Obra de toma, esta distancia es eficiente para el depósito por decantación del azolve, en ésta área se identifican tres zonas perfectamente bien definidas que conforman ésta estructura, las cuales corresponden al **Canal de llamada, Canal estructura de limpia (Desarenador) y el Canal de salida.**

El **Canal de llamada** proporcionará el flujo de agua hacia la obra de toma, el cual dispondrá de la misma elevación que el piso de la estructura de limpia, en esta zona de compuertas, se debe localizar el puente de maniobras para la operación de las mismas, cuyos mecanismos al igual que la obra de toma podrán ser manuales o eléctricos, según la disponibilidad de energía eléctrica, línea de transmisión, subestación, etc., por razones de seguridad se considera conveniente, fijar la elevación de los pisos de operación de las estructuras de toma y limpia al menos **1 a 1.50** metros arriba del **NAME**.

1. **El canal de salida o estructura de descarga**, representa una parte muy importante en el funcionamiento del desarenador, ya que define el efecto de arrastre del material, debido principalmente a las altas velocidades que se generan en este tramo de conducción, los rangos de velocidades comprendidas pueden oscilar en entre **3 y 6.0 m/s**, utilizadas para efectuar la limpia del material sedimentado o depositado, estando completamente abiertas la compuertas del desarenador y cerradas las de la **Obra de toma**, evitándose con ello la entrada de azolve a la obra de toma y canales de conducción. (Presas de derivación. Ing. Octavio V. 1976).

Por otra parte, para evitar la entrada en forma directa del azolve a la obra de toma, es conveniente fijar el umbral de la obra de toma (escalón) entre **0.5 a 1.0 metros** arriba del piso de la estructura de limpia, ésta elevación es muy importante, porque se debe dominar cualquier punto o elevación en toda la superficie de la zona de riego; garantizando, el riego por gravedad primordialmente, también depende de la cantidad de azolves acarreados por río, con el objeto de lograr que los sedimentos se depositen (**Decanten**) en esta zona, para su remoción posterior, con la apertura de la compuerta radial. (Presas de derivación. Ing. Octavio V. 1976).

En cuando se presenten avenidas mayores a la del diseño, es importante mantener cerrada(s) la compuerta(s) de la obra de toma y abrir las correspondientes a la estructura de limpia, quedando protegidas las compuertas deslizantes de cualquier agente externo arrastrado por el río, que pueda obstaculizar la operación de la obra de toma e incluso introducir material de arrastre a los canales de riego, es importante también; considerar la construcción de una pantalla de concreto en el desarenador, que permita la colocación de agujas obturadoras, de madera para aislar la estructura del flujo, para dar mantenimiento a la compuerta radial. (Presas de derivación. Ing. Octavio V. 1976).

3.7.4.- OBRAS COMPLEMENTARIAS.

El empleo de diques de tierra o secciones no vertedoras es muy común en el tipo de presas flotantes, principalmente cuando el cauce del río representa un ancho considerable, y que además del estudio económico, así lo justifique, la construcción de estas obras, que están constituidas por un núcleo central de arcilla compactada, cuyos taludes están protegidos con capas de grava-arena o rezaga para mantener la impermeabilización y sobre las cuales se coloca un paramento exterior a base de enrocamiento para garantizar su estabilidad y proteger el talud del proceso erosivo. El estudio de geotecnia reviste gran importancia para el diseño de estas estructuras, ya que permite definir la sección estable para los taludes, ancho y altura de la ataguía, para mantener en seco la zona de construcción.

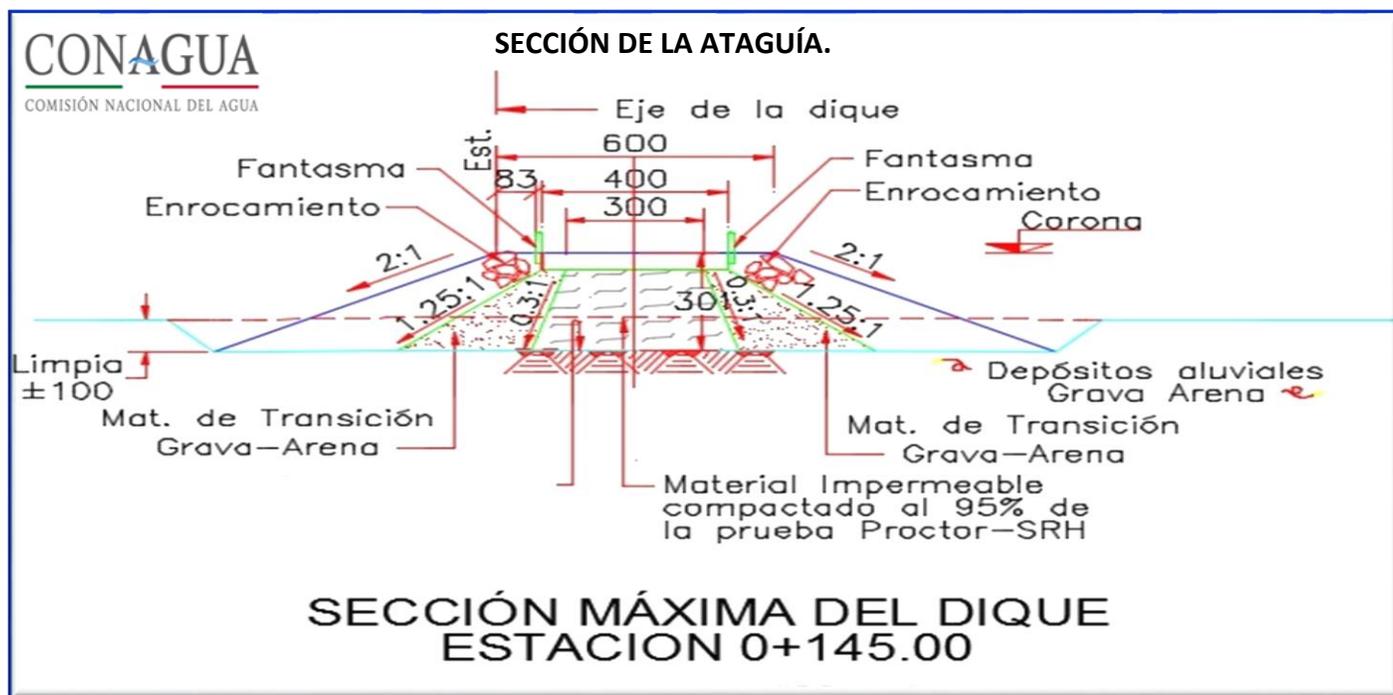


FIGURA 3.7.4.1

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

4.0 APLICACIÓN Y RESULTADOS.

4.1 CORTINA.



FIGURA 4.1.1

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

Como ejemplo de aplicación y referenciación para este trabajo, se utilizó la base de datos de la más reciente aplicación del software de Sistematización a la Presa Derivadora Tipo indio, denominada “**La Armería**”, ubicada en el Estado de Colima, a continuación, se consideran los siguientes criterios utilizados.

El **diseño de la cortina** contempla la ejecución de **13 Programas** de cálculo a continuación se describe cada uno de ellos.

- 1.1.** Elevación de la cresta vertedora, es una parte fundamental para el diseño de una presa derivadora, esta elevación permite dominar cualquier punto en la zona de riego y proponer un riego completamente por gravedad, para el diseño de una cortina flexible tipo (Indio), se tomó en consideración que su máxima altura, no debería exceder los **5.0 m** medido sobre el fondo del cauce original del río, que es una recomendación de la extinta **Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH)**, por sus condiciones de flexibilidad y desplante en terreno aluvial, esta estructura no cuenta con los empotramientos en sus márgenes, como sucedería en el caso de una cortina de sección gravedad o del tipo Creager, si se diseña una cortina con una mayor altura a la sugerida, se incrementan considerablemente los esfuerzos en sus márgenes, originándose principalmente problemas con su cierre hidráulico y ocasionando un flaqueamiento y de estabilidad estructural. (Presas de derivación. Ing. Octavio V. 1976).

1.2 La estabilidad de la cresta vertedora, se utiliza una sección **Tipo (T) invertida**, con el objeto de que tenga una mejor estabilidad durante su tiempo de ida útil (50 años aprox), por contar con 2 patines, es decir; se coloca material compactado aguas arriba y aguas abajo de su sección sobre sus patines, permitiendo su verticalidad, anteriormente en la **S.A.R.H y S.A.R**, propinan una sección tipo (L). (CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023).

1.3. Para la longitud de cortina, $L = \left(\frac{Q}{C h}\right)^{\frac{2}{3}}$ se utiliza la ecuación de Francis, el coeficiente descarga, se determinó en los extintos laboratorios de Tecamachalco; ahora IMTA, con un valor actual de **C = 1.70**, la (SARH) recomienda, en su Memorandum Técnico No. 75 del año 1962, utilizar un **C = 1.65**, el programa utiliza, el criterio de (SARH) para vertedores en cortinas de enrocamiento con pared gruesa, fijando los coeficientes **$\mu = 0.55$ y 0.585** . (SRH. Ing. Octavio Velazco., 1976).

1.4. Longitud del vado, la longitud de (**ancho**) propiamente dicho, su función principal es la de amortiguar la caída de la energía cinética, convirtiéndola en energía dinámica, provocando dos tirantes conjugados y_1, y_2 , provocando un salto hidráulico, que este deberá ser contenido en esta zona, evitando en si posibles erosiones en el talud aguas abajo por incremento de estas energías, la (**SARH**), nos fija un criterio para definir la longitud del vado (**sección transversal**), considerando diferentes porcentajes del gasto de diseño, para el mismo **periodo de retorno de $Tr = 100$ años**, es decir considerar la operación del **$Q_{dis.} = 100\%, 75\%, 50\%, 25\%$** . (CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023).

Para definir su longitud como resultado de este salto hidráulico, durante la vida útil de la presa, esta trabajará consistentemente entre los valores del **10% al 15%** del gasto de diseño, por lo tanto, en lo general; se fija un ancho (**sección transversal**) de alrededor de **10 metros** aproximadamente, permitiendo principalmente la circulación vehicular en dos carriles en ambos sentidos, además; de proponer un cruce de los lugareños /habitantes de la región cuando las condiciones hidráulicas del río sean seguras y favorables. (CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023).

1.5. El esfuerzo cortante en el vado, se analiza el máximo esfuerzo de la descarga en la zona del Vado, es decir la caída de agua (energía cinética), es contenida sobre esta losa, que se ubica al ancho de la cortina de la margen derecha a margen izquierda, en sentido transversal, contemplando el gasto de diseño **Q al 100%**, y analizando los tirantes conjugados, el salto hidráulico en función al número de Froude. (CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023).

1.6. Se analiza la carga hidráulica (h) para un **$Q_{diseño}$ del 100%, 75%, 50%, 25 %**, con método de Bernoulli, este análisis hidráulico define las velocidades y los tirantes **Y_1, Y_2, Y_3, Y_4** , se calcula la Sumergencia a **2/3 de Y_c** , el tirante de salida **Y_4** , se compara con la gráfica de curva tirantes-gastos en la descarga, con el objeto de apreciar el salto hidráulico al final de la rápida, con el cual se logra obtener la descarga libre de la presa hacia el río, en esta zona aplicamos un método de erosión local, definimos la profundidad de la trinchera, es decir la elevación de desplante de sí misma. (CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023).

1.7. Análisis hidráulico de la cortina, con el análisis hidráulico integral sobre la cortina, definimos de además de los tirantes **Y_1, Y_2, Y_3, Y_4** , la carga efectiva de operación de la cortina, se procede aplicar los criterios de Lane, para el paso de filtración de la cortina, es decir la supresión debajo de la cortina, con el criterio de **D' , Arcy**, podemos conocer el gasto de infiltración por año debajo de la cortina, el criterio de **Blight**, nos define el tamaño del enrocamiento a utilizar en la rápida. Por último, una vez definidos estos parámetros, se define la separación de los dentellones y filtros que se colocan transversalmente a lo largo de la cortina que están diseñados exclusivamente para alojar el volumen de enrocamiento en la rápida y contener los filtros, para el paramento aguas abajo de la cortina, se fijan los valores de **$t = 8:1$ a $14:1$** que representan el talud de la rápida.

Con el propósito de que sus velocidades sobre sí misma no excedan la velocidad de **6.0 m/s** que presentan los fenómenos de erosión o cavitación sobre su superficie de la rápida, además; se presenta el inconveniente de que, al proponer un talud mayor, se presenta un incremento en su longitud por ende hay más colocación de materiales, por lo tanto; un aumento en su costo de construcción. (CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023).

- 1.8.** Enrocamiento, se graficaron varios pesos volumétricos de material, el análisis hidráulico de cada sección del talud de la rápida, se utiliza el criterio de **S.B. Isbach**, cuya la velocidad alcanzada no supere al menos **$V = 7.0 \text{ m/s}$** , dado se requieren diámetro de roca muy grandes lo cual es imposible hacer un traslado y colocación del material en el sitio de la presa, por lo tanto; una opción si se rebasan estos límites hacer una cuadrícula de **5 X 5 m** hasta **10 X 10 m** aproximadamente para alojar ahí el material y pueda ser retenido, también es importante considerar la densidad máxima de las rocas existentes en los bancos de materiales, esta roca debe estar disponible cercana al sitio de proyecto. (CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023).
- 1.9.** Diseño del talud aguas arriba, el paramento o talud aguas arriba de la cortina, se considera aconsejable para el diseño este tipo de cortina, optar por taludes comprendidos entre valores los de **(3:1 a 8:1)**, **SARH, SRH, CONAGUA**, este talud es un factor considerado principalmente por criterio del proyectista y de la propia experiencia adquirida en proyectos y presas ya construidas anteriormente, así como de la bondad notoria de dichos materiales que se emplearan en su construcción, su longitud transversal de este talud que está unido aguas arriba de la corona del muro vertedor, deberá está sujeta a la adherencia de la lámina vertiente, es decir, de acuerdo a los parámetros: $(a > \frac{2}{3} H)$, hasta $(a = 3H)$. (SRH. Ing. Octavio Velazco., 1976).
- 1.10.** Cálculo del remanso aguas arriba, se utilizó el Método de incrementos finito entre otros, para realizar un análisis hidráulico hacia aguas arriba de la cortina, con el objeto de conocer su perfil hidráulico, la longitud en la cual se recupera el tirante normal del cauce, y sobre todo; la elevación del agua al **(NAME)**, dando como resultado una cota de elevación de inundación para los predios y poblados ubicados cerca del río aguas arriba de la cortina que se verán afectados en la vida útil de la presa y cuando se presente la avenida máxima de proyecto. (CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023).
- 1.11.** Muros márgenes derecha e izquierda, son en general de sección de concreto armado, su elevación depende de la elevación del agua alcanzada por el remanso, definimos los pisos de operación y elevaciones de las coronas de los muros de encauce, colocándolos preferentemente a **1.0 m** hasta **1.50 m** arriba del nivel máximo que alcanza del agua **(NAME)**, con ello se garantiza que cuando se presente la avenida de diseño, se tenga la seguridad que dichos muros y pisos de operación no sean flanqueados y sobrepasados, garantizando la operación de las compuertas de toma, del desarenador, y la seguridad de la presa. (CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023).

4.2 DISEÑO ESTRUCTURAL.

4.2.1.- ELEVACIÓN DE LA CRESTA VERTEDEDORA.

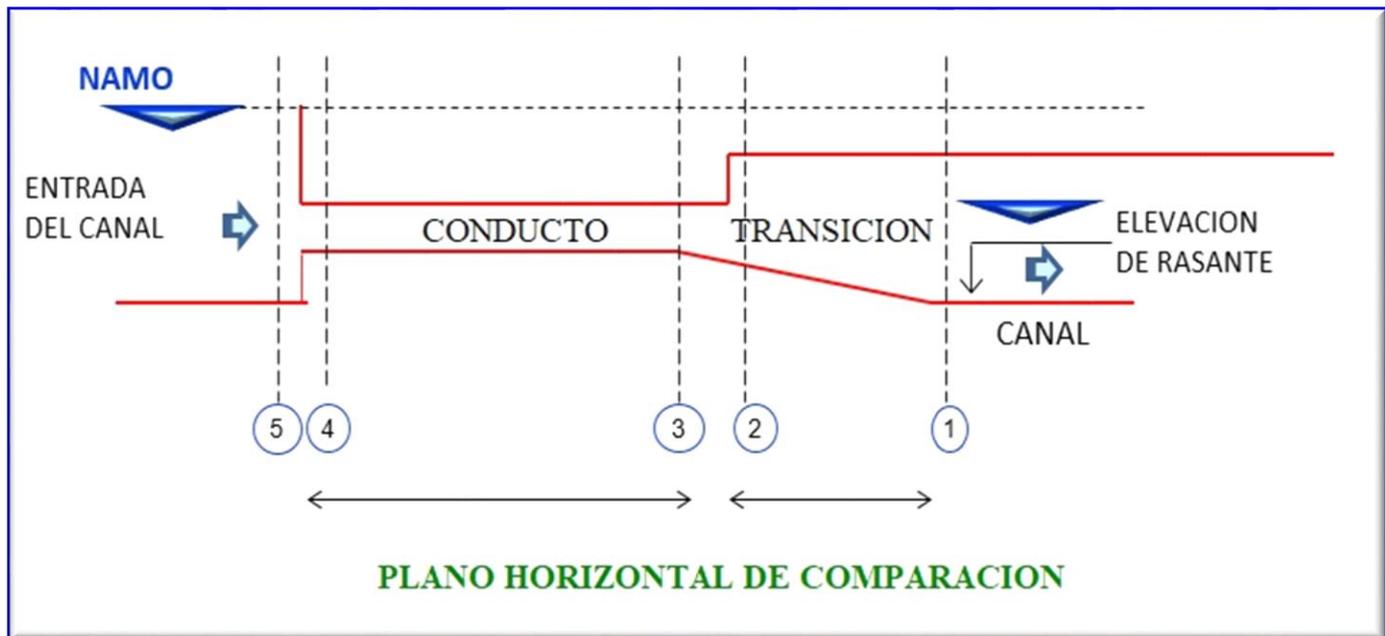


FIGURA 4.2.1.1

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

De la sección 1 a la sección 2.

$$d_1 + hv_1 + Z_1 + h_{TS} = d_2 + hv_2 + Z_2$$

La pérdida por transición (h_{TS}), se determina con la siguiente expresión:

$$h_{TS} = 0.20 (hv_2 - hv_1)$$

De la sección 2 a la sección 3.

$d_2 + hv_2 + h_s = d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{W_2}$; Ya que $Z_3 = Z_2$, h_s = pérdida por salida = $0.40 (hv_2 - hv_1)$, por lo tanto

De la sección 3 a la sección 4. $d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{W} = d_3 + \frac{P_3}{W_2} + h_f$; h_f = Pérdida por fricción = $\left(\frac{Vn}{Rh^3}\right)^2 L$

$$d_4 = d_3, hv_4 = hv_3, Z_3 = Z_4; \quad \frac{P_4}{W} = \left(\frac{P_3}{W}\right) + h_f$$

De la sección 4 a la sección 5.

$d_5 + Z_5 = d_4 + hv_4 + \left(\frac{P_4}{W}\right) + h_E + Z_4$, siendo h_E = Pérdidas por entrada = $K hv$.

C = 1.7, Coeficiente de descarga de Acevedo, SARH fija un coeficiente $C = 1.65$; $h = \left(\frac{Q}{CL}\right)^{\frac{2}{3}}$ Francis.

El coeficiente de descarga es un factor adimensional, que permite calcular el caudal (Q), el coeficiente de descarga se define como la relación entre la descarga real y la descarga teórica, que es igual a la descarga real dividida por la descarga teórica, está relacionado con el caudal másico de un fluido. **El coeficiente de descarga C**, es el parámetro más importante y de más peso en el campo del flujo crítico, este coeficiente contempla el campo de velocidad del flujo, los efectos viscosos en la región de capa límite y los efectos por irreversibilidad del flujo.

El coeficiente de descarga recomendado en el manual de la **S.R.H. (1962). Memorandum técnico 139**, fija utilizar un coeficiente de alrededor de **C = 1.65**, en el trabajo de Tesis “**Obras de Derivación**”, IPN, (**Ing. Gonzalo Lugo O. 2004**) recomienda utilizar un coeficiente **C = 1.80**, asimismo en los apuntes de presas derivadoras de la UNAM el (**Ing. Héctor García G. 2001**), utiliza un coeficiente de descarga de **C = 1.80**, con base en los criterios para el diseño de vertedores de pared gruesa establecidos en el **Manual** de la **S.A.R.H.**, recomienda utilizar un coeficiente de descarga **C = 1.80**, la misma S.A.R.H, publica en su edición de Proyectos de zonas de riego 1982, un coeficiente de descarga dentro del intervalo **C = 1.60 a 1.80**. actualmente la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), considera en sus proyectos un **C = 1.70**, que comúnmente utilizado en el diseño de **Presas derivadoras Tipo indio**, a brindando una seguridad hidráulica para cuantificar el gasto de escurrimiento y fijar dentro del campo crítico el tirante (y_c) a utilizar en la ecuación de Bernoulli.

Coeficiente (C).	Longitud de la cresta.	Carga Hidráulica (H).	Gasto de diseño. Tr.= 100 años.
C = 1.70	L = 90 m	H = 11.34 m	Q = 5,842.90 m ³ /s
C = 1.70	L = 100 m	H = 10.57 m	Q = 5,842.90 m ³ /s
C = 1.70	L = 110 m	H = 9.92 m	Q = 5,842.90 m ³ /s
C = 1.70	L = 120 m	H = 9.36 m	Q = 5,842.90 m ³ /s
C = 1.70	L = 130 m	H = 8.87 m	Q = 5,842.90 m ³ /s
C = 1.70	L = 140 m	H = 8.45 m	Q = 5,842.90 m ³ /s
C = 1.70	L = 150 m	H = 8.07 m	Q = 5,842.90 m ³ /s

NAME

H, Carga hidráulica.

NAMO

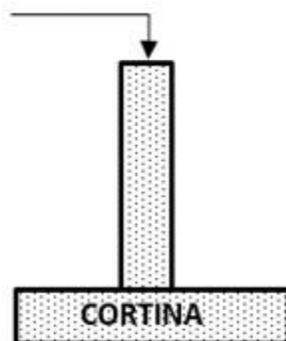


FIGURA 4.2.1.2

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)



FIGURA 4.2.1.3

(Presa Río Culiacán, Sin. 2018)

4.2.2.- ESTABILIDAD DE LA CRESTA VERTEDORA.

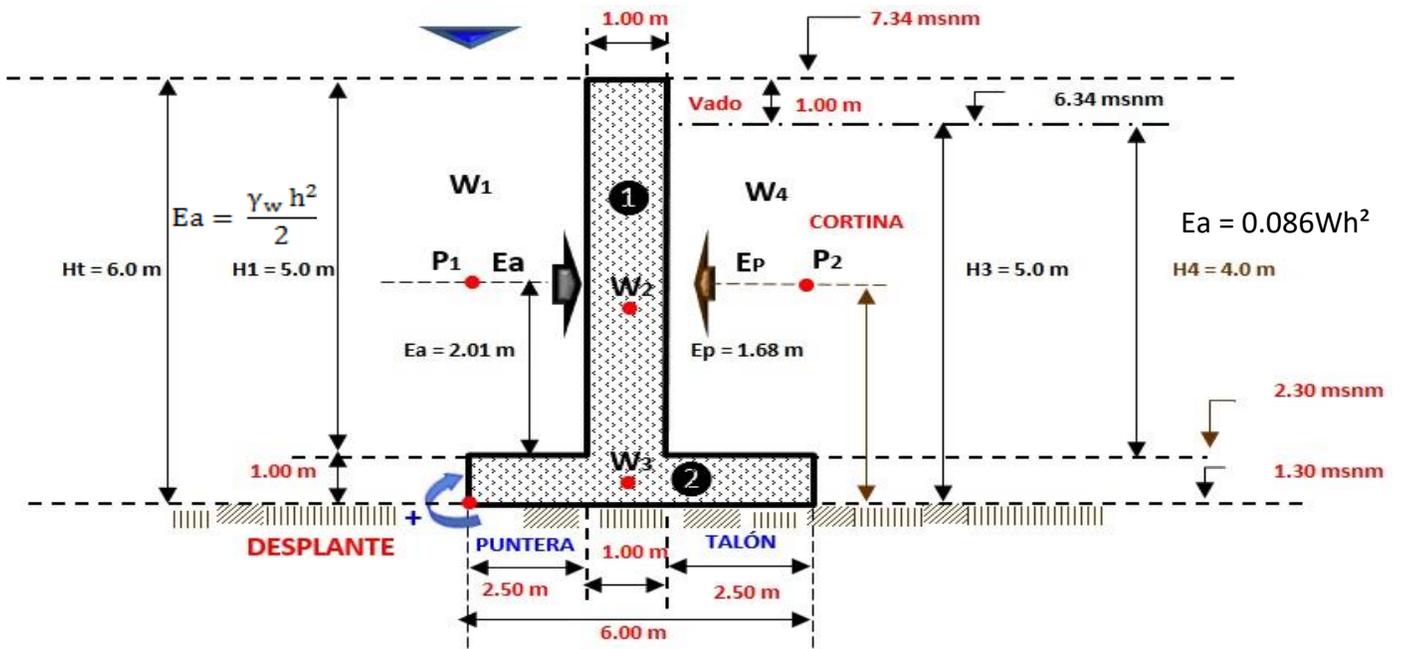


FIGURA 4.2.2.1

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

$$\frac{C_f W_t}{E_t} \geq 1.5$$

5.06

! El Muro-No se desliza !

$$\frac{M_{\text{Estático}}}{M_{\text{volteo}}} \geq 1.5$$

4.80

! El Muro-No se voltea. !

EXCENTRICIDAD

$$x = \frac{M_{\text{estático}} - M_{\text{volteo}}}{w \text{ (peso total)}}$$

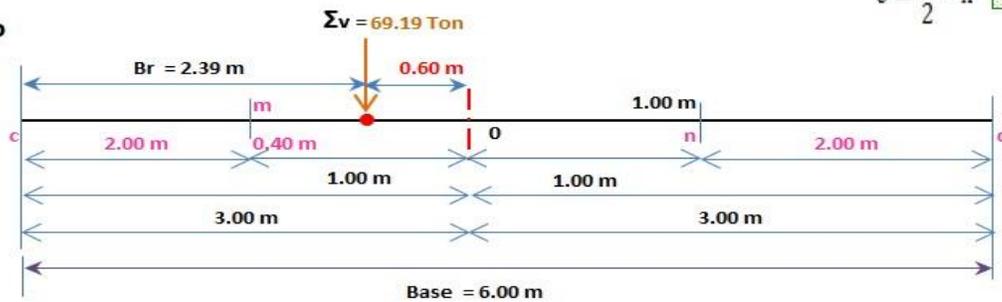
x = 2.385 m

$$\frac{B}{3} \leq x \leq \frac{2B}{3}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{B}{3} = 2.00 \text{ m} \\ \frac{2B}{3} = 4.00 \text{ m} \\ \frac{B}{6} = 1.00 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$e = \frac{b}{2} - x = 0.60 \text{ m}$$

Tercio medio



El Brazo resultante coincide con la excetricidad. Ok. !

La elevación de la cresta vertedora se tomó a la elevación NAMO 7.30 msnm, NAME 15.40 msnm

4.2.3.- LONGITUD DE CORTINA.

La longitud longitudinal

De la ecuación de Francis que está dada por la ecuación; $Q = C L H^{\frac{2}{3}}$ despejando la carga (H), de la ecuación tenemos: $H = \left(\frac{Q}{CL}\right)^{\frac{3}{2}}$, para un Coeficiente $C = 1.7$, se analizaron 2 longitudes de cresta $L = 150 \text{ m}$ y 170 m , las cargas hidráulicas resultaron muy grandes por arriba de lo recomendable de $H = 6.00 \text{ m}$ (SARH), también se redujo la longitud de la cortina a 150 m, debido que se incrustaba en un cerro en margen izquierda y representaba un volumen de excavación en roca muy considerable por lo que no costeable.

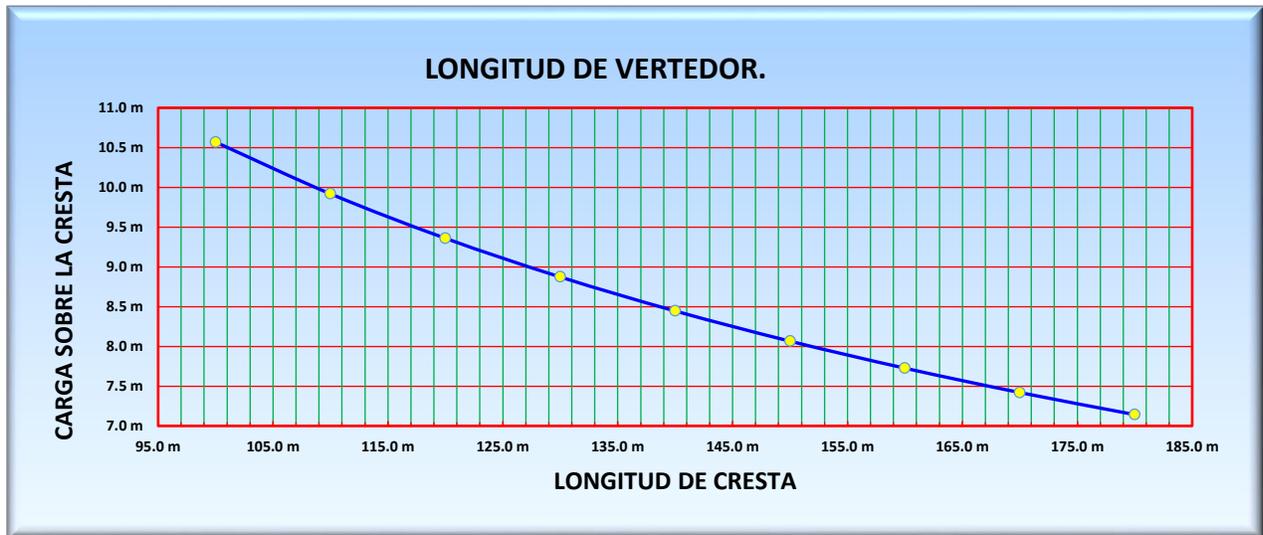


FIGURA 4.2.3.1

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

La longitud transversal.

El vertedor en este tipo de cortinas, corresponde a la clasificación de los llamados comúnmente de cresta ancha o gruesa, los cuales pueden contemplar diferentes tipos de sección, la longitud transversal total de la cortina la podemos fijar como ($a = \text{Cortina} + \text{Corona}$), razón hidráulica para que la lámina vertiente, se adhiera a la cortina de la presa.

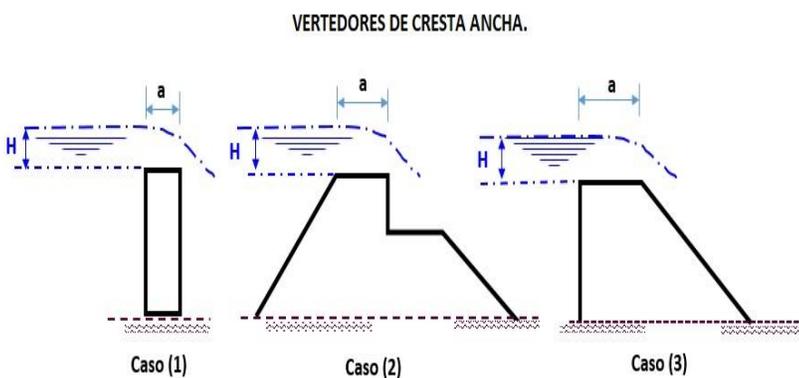


FIGURA 4.2.3.2

(Presas de derivación, Ing. Octavio V. S., 1976)

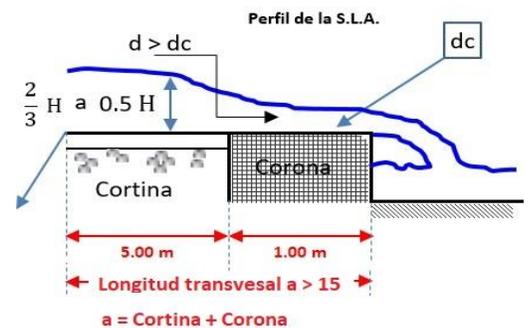


FIGURA 4.2.3.3

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

DATOS:

Q =	5,840.90 m ³ /s
H =	8.07 m
3H	24.21 m
2/3 H	5.38 m
0.5 H	4.04 m
a =	6.00 m

CONDICIONES.

Si $a > \frac{2}{3}H$, el manto se adhiere a la cresta, funcionando así hasta $a = 3H$

Si $a < 0.5H$, La lámina se despega del umbral.

Si a está comprendido entre $0.5H$ y $0.66H$, La adherencia de la lámina es inestable.

Si cumple: los dos condiciones $a > \frac{2}{3}H$; $a < 0.5H$. $\frac{2}{3}\sqrt{2g} = 2.95296461$

En general en todos estos tipos de vertedores, dependiendo de un (μ) adecuado, se tiene:

$$C = \frac{2}{3}\mu (2g)^{\frac{1}{2}} \quad \mu = 0.6 \quad Q = 2.953 \mu L H^{\frac{2}{3}}$$

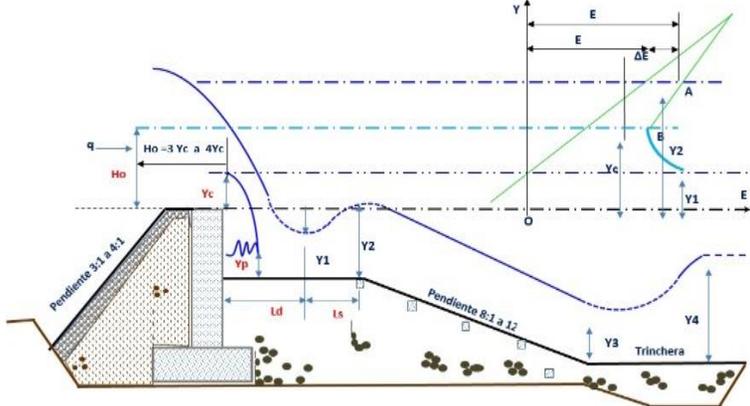
Carga medida en metros, H.	ANCHO DE LA CRESTA DEL VERTEDERO, m										
	0.15	0.225	0.30	0.45	0.60	0.75	0.90	1.20	1.50	3.0	4.50
0.06	1.54	1.52	1.48	1.44	1.40	1.37	1.35	1.31	1.29	1.37	1.48
0.12	1.61	1.54	1.50	1.46	1.44	1.43	1.42	1.40	1.38	1.41	1.49
0.18	1.70	1.59	1.52	1.46	1.44	1.43	1.48	1.48	1.49	1.49	1.49
0.24	1.82	1.68	1.57	1.48	1.43	1.43	1.47	1.48	1.48	1.48	1.46
0.30	1.83	1.73	1.64	1.52	1.47	1.46	1.46	1.47	1.48	1.48	1.45
0.36	1.83	1.76	1.70	1.58	1.49	1.46	1.46	1.47	1.47	1.48	1.46
0.42	1.83	1.80	1.76	1.61	1.53	1.48	1.46	1.46	1.46	1.47	1.46
0.48	1.83	1.81	1.81	1.69	1.59	1.52	1.48	1.47	1.46	1.46	1.45
0.54	1.83	1.83	1.83	1.69	1.59	1.51	1.48	1.47	1.46	1.46	1.45
0.60	1.83	1.83	1.82	1.67	1.57	1.52	1.50	1.48	1.46	1.46	1.45
0.75	1.83	1.83	1.83	1.81	1.69	1.59	1.55	1.50	1.47	1.46	1.45
0.90	1.83	1.83	1.83	1.83	1.76	1.68	1.61	1.51	1.47	1.46	1.45
1.05	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.76	1.64	1.52	1.48	1.46	1.45
1.20	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.69	1.54	1.49	1.46	1.45
1.35	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.59	1.51	1.46	1.45
1.50	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.69	1.54	1.46	1.45
1.65	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.59	1.46	1.45

FIGURA 4.2.3.4

(Presas de derivación, Ing. Octavio V. S., 1976)

- Esta tabla de la SARH, la carga hidráulica máxima es de **H = 1.65 m**, por lo tanto, se rebasa la carga de diseño, se recomienda que la carga máxima sobre la cresta no debe rebasar los 6 m de altura, por pertenecer a la categoría de una estructura flexible, se propone un ancho de Corona **B = 1.00 m** y la carga hidráulica de **H = 8.07 m**, para un gasto que fija el estudio hidrológico de **Q = 5,842.90 m³/s**.
- Se fija la longitud de la cortina en **L = 150 m** para evitar, el corte de terreno sobre cerro localizado en la margen izquierda, teniendo un ahorro de costo en excavación, para la longitud transversalmente, se propone una longitud de **5.0 m**, debido a que la lámina de agua si se adhiere mejor a la estructura.

4.2.4 - LONGITUD DEL VADO.

100%		75%		50%		25%		Froude	Froude	Froude	Froude														
Q =	5842.90 m3/s	Q =	4382.18 m3/s	Q =	2921.45 m3/s	Q =	1460.73 m3/s	1.4619	1.5374	1.7434	2.1616														
q =	38.95 m3/s/m	q =	29.21 m3/s/m	q =	19.48 m3/s/m	q =	9.74 m3/s/m	$L = A (Y_2 - Y_1)$ <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">A = 5</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">Talud = 0</div> <table border="1" style="font-size: small;"> <tr> <td>Talud Z</td> <td>0</td> <td>0.5</td> <td>0.75</td> <td>1</td> <td>1.25</td> <td>1.5</td> </tr> <tr> <td>A</td> <td>5</td> <td>7.9</td> <td>9.2</td> <td>10.6</td> <td>12.6</td> <td>15</td> </tr> </table> </div> 				Talud Z	0	0.5	0.75	1	1.25	1.5	A	5	7.9	9.2	10.6	12.6	15
Talud Z	0	0.5	0.75	1	1.25	1.5																			
A	5	7.9	9.2	10.6	12.6	15																			
Yc =	5.37 m	Yc =	4.43 m	Yc =	3.38 m	Yc =	2.13 m																		
Yp =	3.03 m	Yp =	2.67 m	Yp =	2.23 m	Yp =	1.65 m																		
Y1 =	4.60 m	Y1 =	3.60 m	Y1 =	2.55 m	Y1 =	1.42 m																		
Y2 =	6.48 m	Y2 =	5.54 m	Y2 =	4.45 m	Y2 =	3.06 m																		
Ld	Ld= 16.77 m	Ld	Ld= 14.36 m	Ld	Ld= 11.54 m	Ld	Ld= 7.93 m																		
Ls	Ls = 22.66 m	Ls	Ls = 21.07 m	Ls	Ls = 17.81 m	Ls	Ls = 12.56 m																		
Lt = Ld + Ls =	Lt = 39.44 m	Lt	Lt = 35.42 m	Lt	Lt = 29.35 m	Lt	Lt = 20.49 m																		
Ho =	8.07 m	Ho =	6.66 m	Ho =	5.08 m	Ho =	3.20 m																		

AUTOR	ECUACIÓN	100 %	75 %	50 %	25 %
SMETANA (República Checa).	$L = 6 (Y_2 - Y_1)$	Lt = 33.91	Lt = 32.71	Lt = 29.22	Lt = 22.44
Safráñez (Alemania).	$L = 5.9 (Y_1 - F_{R1})$	Lt = 41.19	Lt = 33.70	Lt = 24.25	Lt = 12.29
Einwachter (Alemania).	$L = 8.3 Y_1 (F_{R1} - 1)$	Lt = 36.48	Lt = 34.88	Lt = 27.60	Lt = 17.99
Wóycicki (Polonia)	$L = (Y_2 - Y_1) \left(8 - \frac{0.05 Y_2}{Y_1} \right)$	Lt = 37.52	Lt = 36.44	Lt = 32.85	Lt = 25.55
Chertusov (Rusia)	$L = 10.3 Y_1 (F_{R1} - 1)^{0.81}$	Lt = 48.01	Lt = 43.51	Lt = 38.49	Lt = 29.03
USBR	$L = 6.9 (Y_2 - Y_1)$	Lt = 35.59	Lt = 34.45	Lt = 30.93	Lt = 23.92
CONAGUA, Talud = 0	$L = 5 \text{ a } 7 (Y_2 - Y_1)$	Lt = 32.03	Lt = 30.77	Lt = 27.32	Lt = 20.79

SECCIÓN LONGITUDINAL.

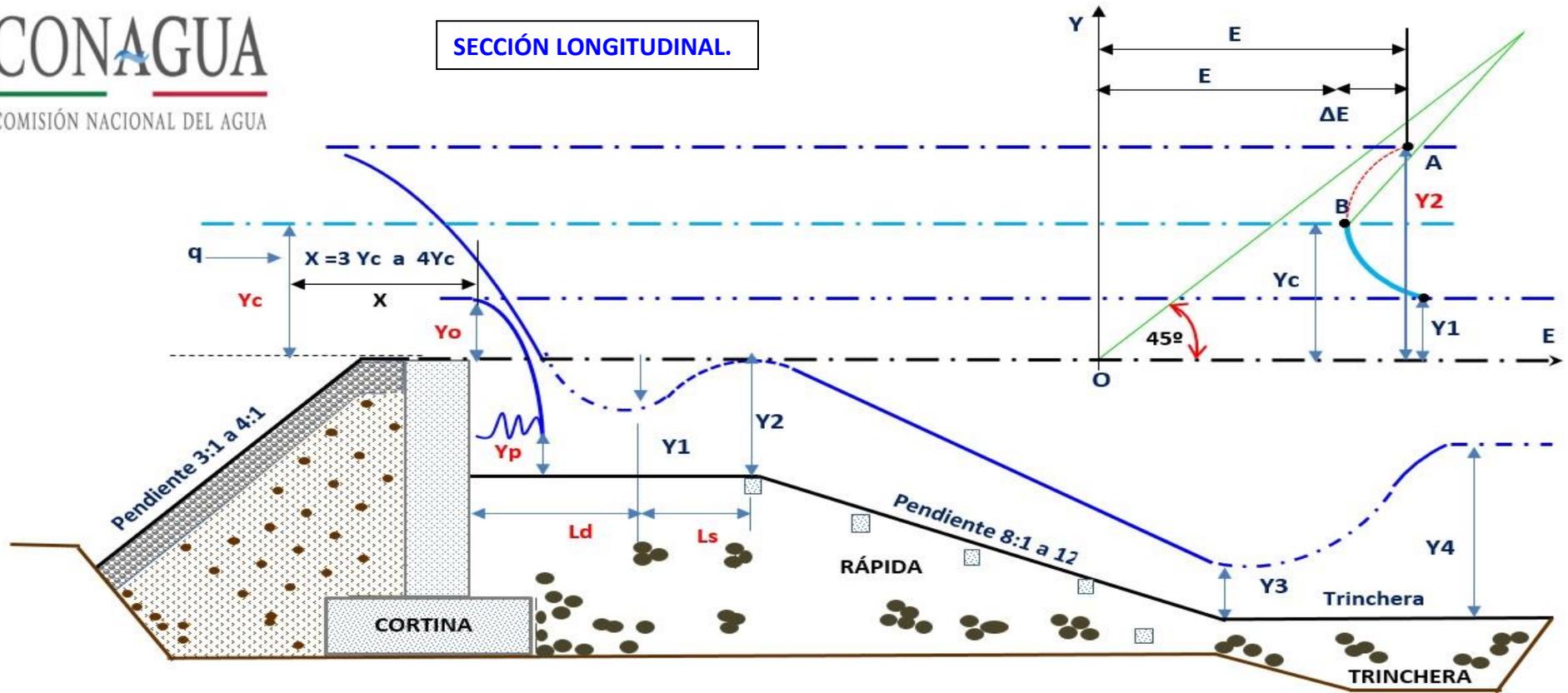


FIGURA 4.2.4.1
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

Froude	1.7	2	2.50	3	3.50	4	5	6	8	10
L/Y₂	4	4.35	4.85	5.28	5.55	5.8	6	6.1	6.12	6.1

Gasto	Froude	Rango	Valores	L_s	L_T = L_s + L_d
100%	1.4619	No aplica.	0	0.00	0.00
75%	1.5374	No aplica.	0	0.00	0.00
50%	1.7434	Si aplica.	1.743	L _s = 18.044 m	L _T = 29.57 m
25%	2.1616	Si aplica.	2.1616	L _T = 29.57 m	L _T = 21.57 m

4.2.5.- ESFUERZO CORTANTE EN EL VADO.

Q =5842.90 m ³ /s	Longitud de cortina =150 m	Altura de caída h = 1.00 m	F _c = 100 Kg/cm ²	g = 9.81 m/s ²	γ = 100 Kg/m ³
------------------------------	----------------------------	----------------------------	---	---------------------------	---------------------------

$$\begin{aligned}
 Y_c &= \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} & H &= \left(\frac{Q}{C L}\right)^{\frac{2}{3}} & D &= \frac{q^2}{g h^3} & L_d &= 4.30 h D^{0.27} & y_2 &= 1.66 h D^{0.27} \\
 & & & & & & y_1 &= 0.54 h D^{0.425} & L_r &= 6.9 (Y_2 - Y_1) \\
 & & & & & & y_p &= h D^{0.22} & y_0 &= \frac{y_c}{1.4} & F &= \frac{1}{2} \gamma L_d V_c^2 & \tau &= \frac{F}{A} & \tau_c &= 0.3 \sqrt{f'_c}
 \end{aligned}$$

Q m ³ /s	yc	Ac	Vc	H	q	D	Ld	y1	yp	Aireado	y2	Lr	Ld+Lr	yo	A	V	Localizar 3yc	F (Kg m / s ²)	Wa	Área (cm ²)	Cortante (kg/cm ²)	CONDICIÓN	
5,842	5.3	805.1	7.2	8.0	38.9	154.6	16.7	4.6	3.0	-2.03	6.4	12.9	29.7	3.8	575.1	10.1	16.10	441,619.98	50,848.38	167,728.90	0.30	SE ACEPTA	
5,477	5.1	771.2	7.1	7.7	36.5	135.9	16.2	4.3	2.9	-1.95	6.2	13.0	29.2	3.6	550.9	9.9	15.43	408,533.23	47,731.92	161,984.10	0.29	SE ACEPTA	
5,112	4.9	736.6	6.9	7.3	34.0	118.4	15.6	4.1	2.8	-1.86	6.0	13.2	28.8	3.5	526.1	9.7	14.73	375,899.51	44,611.31	156,060.24	0.29	SE ACEPTA	
4,747	4.6	701.0	6.7	7.0	31.6	102.1	14.9	3.8	2.7	-1.77	5.7	13.3	28.3	3.3	500.7	9.4	14.02	343,744.36	41,486.23	149,938.28	0.28	SE ACEPTA	
4,382	4.4	664.6	6.5	6.6	29.2	87.0	14.3	3.6	2.6	-1.67	5.5	13.3	27.7	3.1	474.7	9.2	13.29	312,096.79	38,356.34	143,595.55	2.44	SE ACEPTA	
4,016	4.1	627.2	6.4	6.2	26.7	73.1	13.7	3.3	2.5	-1.57	5.2	13.4	27.1	2.9	448.0	8.9	12.54	280,990.16	35,221.22	137,004.61	2.31	SE ACEPTA	
3,651	3.9	588.5	6.2	5.9	24.3	60.4	13.0	3.0	2.4	-1.47	5.0	13.3	26.3	2.8	420.4	8.6	11.77	250,463.21	32,080.38	130,131.70	2.17	SE ACEPTA	
3,286	3.6	548.6	5.9	5.5	21.9	48.9	12.2	2.8	2.3	-1.35	4.7	13.2	25.5	2.6	391.9	8.38	10.97	220,561.60	28,933.25	122,934.58	2.03	SE ACEPTA	
2,921	3.3	507.2	5.7	5.0	19.4	38.6	11.5	2.5	2.2	-1.23	4.4	13.1	24.65	2.4	362.3	8.06	10.14	191,340.04	25,779.10	115,359.06	1.88	SE ACEPTA	
2,556	3.0	464.0	5.5	4.6	17.0	29.6	10.7	2.2	2.1	-1.11	4.1	12.8	23.60	2.2	331.4	7.71	9.28	162,865.43	22,617.03	107,333.69	1.73	SE ACEPTA	
2,191	2.7	418.7	5.2	4.2	14.6	21.7	9.8	2.0	1.9	-0.97	3.8	12.5	22.39	1.9	299.0	7.32	8.37	135,221.72	19,445.89	98,760.84	1.57	SE ACEPTA	
1,825	2.4	370.7	4.9	3.7	12.1	15.1	8.9	1.7	1.8	-0.82	3.4	12.0	20.98	1.7	264.8	6.89	7.42	108,517.82	16,264.10	89,500.80	1.39	SE ACEPTA	
1,460	2.1	319.5	4.5	3.2	9.74	9.6	7.9	1.4	1.6	-0.65	3.0	11.3	19.30	1.5	228.2	6.40	6.39	82,901.62	13,069.48	79,340.61	1.21	SE ACEPTA	
1,095	1.7	263.7	4.15	2.6	7.30	5.4	6.7	1.1	1.4	-0.45	2.6	10.44	17.23	1.2	188.4	5.81	5.28	58,587.31	9,858.67	67,924.84	1.01	SE ACEPTA	
730	1.3	201.3	3.62	2.0	4.87	2.4	5.4	0.7	1.2	-0.21	2.1	9.11	14.57	0.9	143.7	5.08	4.03	35,918.66	6,625.96	54,568.16	0.78	SE ACEPTA	
365	0.8	126.8	2.88	1.2	2.43	0.6	3.7	0.4	0.9	0.10	1.4	6.99	10.74	0.6	90.58	4.03	2.54	15,562.42	3,359.23	37,530.39	0.50	SE ACEPTA	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	SE ACEPTA

D = Número de caída, adim.

Q= Caudal por unidad de ancho de la cresta de la caída $m^3/s/m$

g = Gravedad, m/s^2

h = Altura de caída, m.

Y_2 = Profundidad secuente = 6.48 m

Y_1 = Inicio del resalto hidráulico = 4.60 m

L_d = Longitud de caída. = 16.77

Y_p = Nivel de piscina bajo la napa, = 3.03 m

H_o = 8.07 m,

q = $38.95 m^3/s/m$

D = 154.67 Adis.

L = 150 m

g = $9.81 m/s^2$

C = 1.70

h = 1.00m

Longitud del salto = $6.9 \cdot (y_2 - y_1) = 12.93 m$

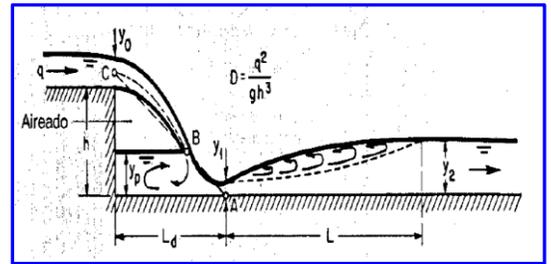


FIGURA 4.2.5.1

(Hidráulica de Canales, Ing. Gilberto S., 2002)

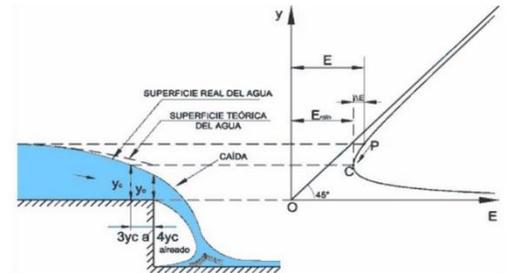


FIGURA 4.2.5.2

(Hidráulica de Canales, Ing. Gilberto S., 2002)

Gasto = $5,842.90 m^3/s$	Velocidad = $7.26 m/s$	$Y_1 = 4.60 m$	Froude = 1.08	Salto Hidráulico Débil.
--------------------------	------------------------	----------------	-----------------	-------------------------

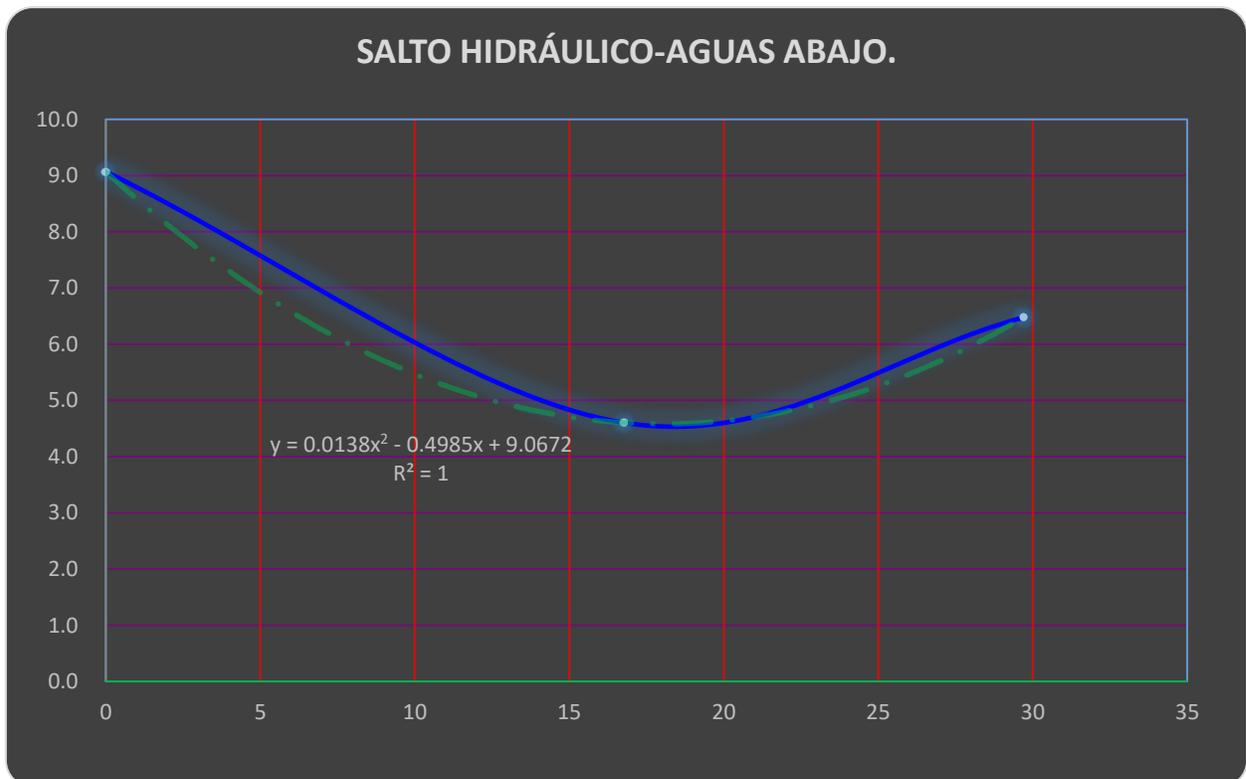


FIGURA 4.2.5.3

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

4.2.6.- CARGA HIDRÁULICA AL 100%, 75%, 50%, 25% DEL GASTO DE DISEÑO.

Para diferentes gastos de **100%, 75%, 50%, 25%** del gasto de diseño, procedemos a calcular los parámetros hidráulicos del perfil de la cortina, se determinan los tirantes Y_1, Y_2, Y_3, Y_4 , el ancho de la trinchera aguas debajo de la cortina y la elevación de los muros aguas bajo, según recomendación de **SARH**, durante su vida útil la presa derivadora trabajará alrededor de un gasto del 25%.

Para 100%, $Q = 5842.90 \text{ m}^3/\text{s}$.

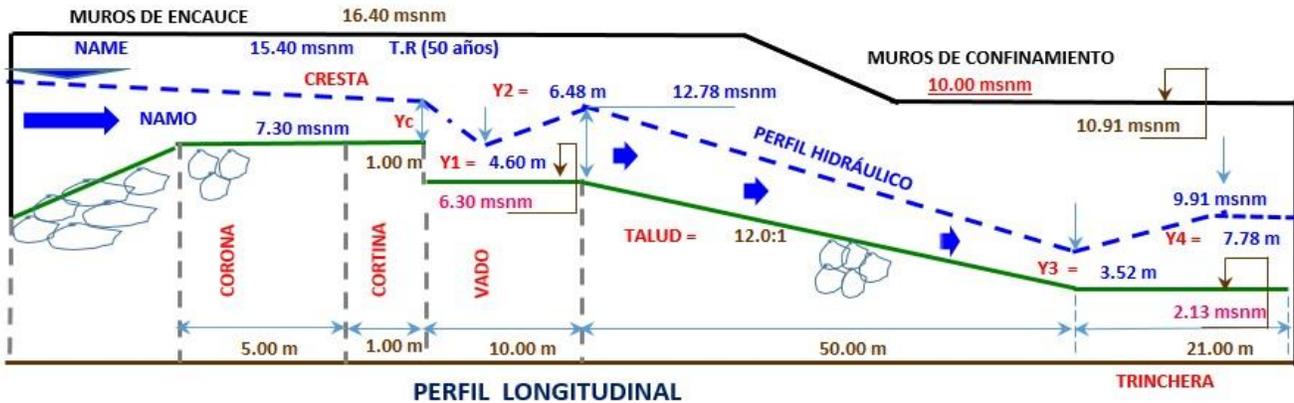


FIGURA 4.2.6.1

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

$Y_1 = 4.60\text{m}, Y_2 = 6.48\text{m}, Y_3 = 3.52\text{m}, Y_4 = 7.78\text{m}.$

Para 75%, $Q = 4,382.18 \text{ m}^3/\text{s}$.

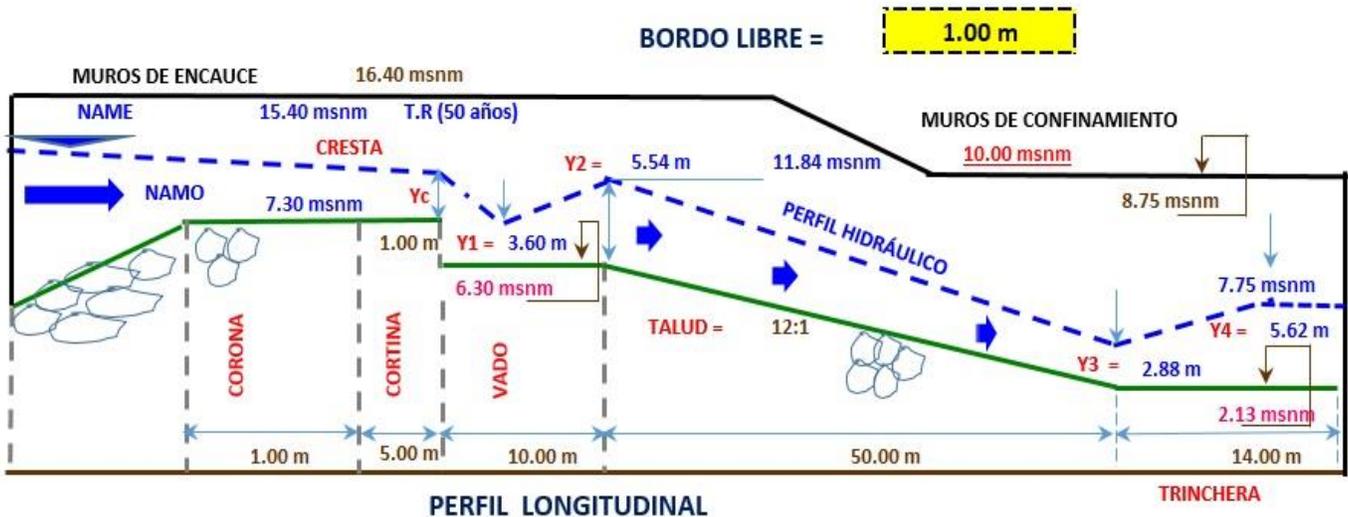


FIGURA 4.2.6.2

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

$Y_1 = 3.60\text{m}, Y_2 = 5.54\text{m}, Y_3 = 2.88\text{m}, Y_4 = 5.62\text{m}.$

Para 50%, $Q = 2,921.45 \text{ m}^3/\text{s}$.

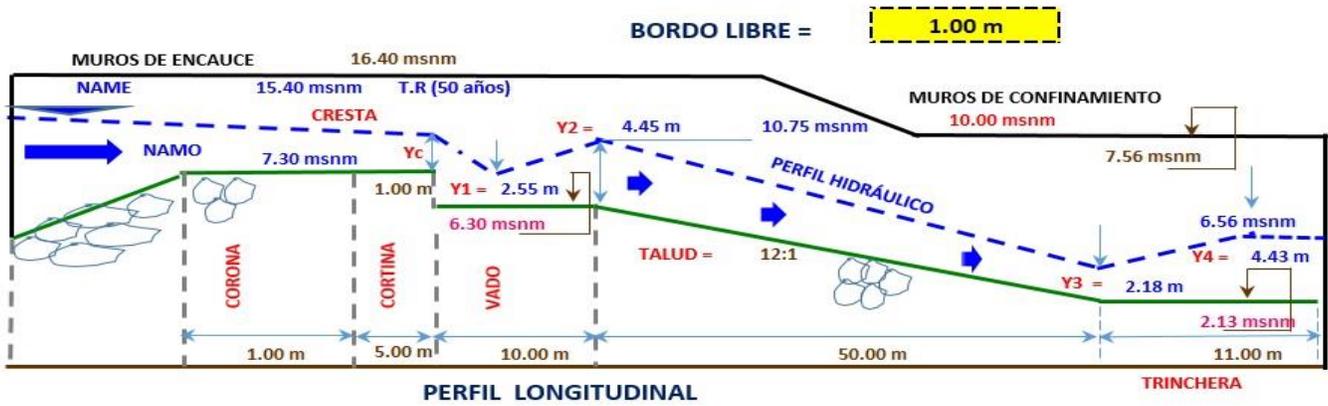


FIGURA 4.2.6.3
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

$Y_1 = 2.55\text{m}$, $Y_2 = 4.45\text{m}$, $Y_3 = 2.18\text{m}$, $Y_4 = 4.43\text{m}$.

Para 25%, $Q = 1,460.73 \text{ m}^3/\text{s}$.

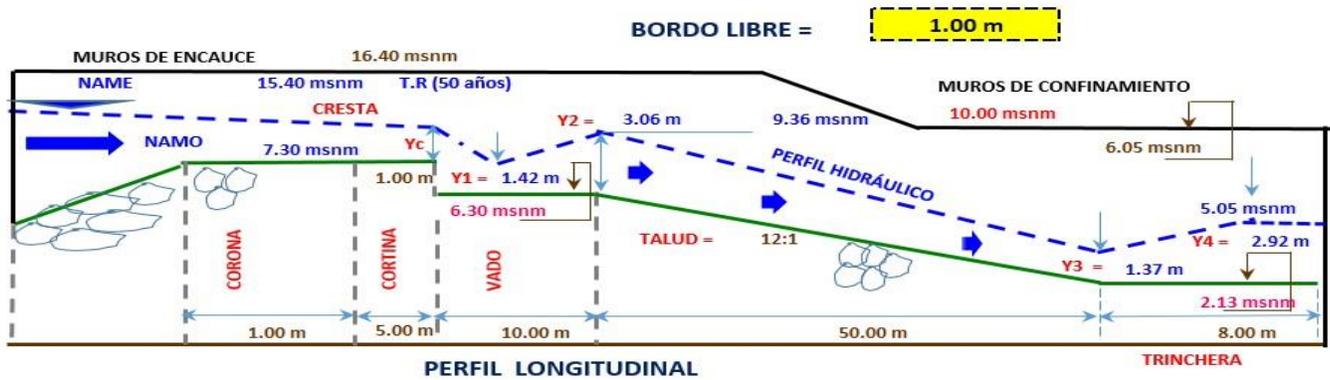


FIGURA 4.2.6.4
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

$Y_1 = 1.42\text{m}$, $Y_2 = 3.06\text{m}$, $Y_3 = 1.37\text{m}$, $Y_4 = 2.92\text{m}$

4.2.7. LONGITUD DE TRINCHERA.

GASTOS (m^3/s)	H (m)	Y_c (m)	Y_4 (m)	SUMERGENCIA	Longitud de Trinchera (m)
$Q = 5,842.90$	8.07	5.37	7.78	Sumergencia menor $2/3 Y_c$	21.0
$Q = 4,382.18$	6.66	4.43	5.62	Sumergencia menor $2/3 Y_c$	14.0
$Q = 2,921.45$	5.08	3.38	4.43	Sumergencia menor $2/3 Y_c$	11.0
$Q = 1,460.73$	3.20	2.13	2.920	Sumergencia menor $2/3 Y_c$	8.00

Para el proyecto, se utilizó el gasto (Q_{dis}) al 100%, con una longitud de $L = 21 \text{ m}$ aproximadamente.

4.2.8.- CURVA TIRANTES GASTOS EN LA DESCARGA.

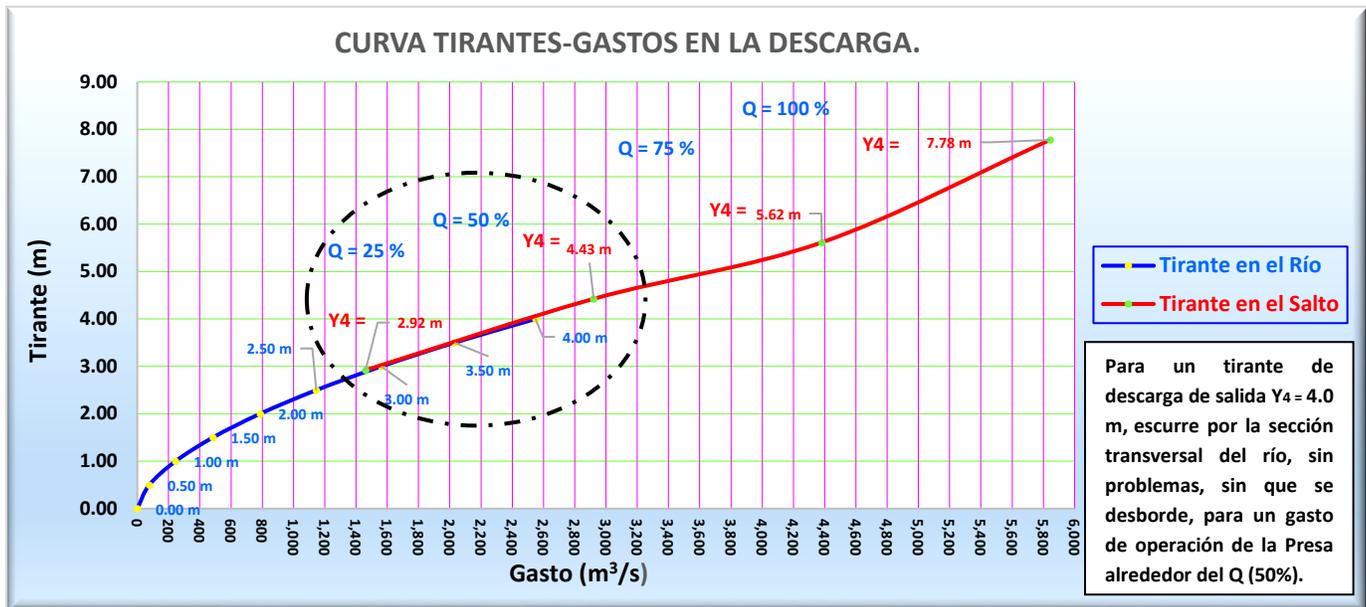


FIGURA 4.2.8.1

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

En la gráfica anterior, se muestra el acoplamiento de las 2 curvas, una del río aguas abajo sección inmediata a la trinchera y los tirantes de descarga de la cortina Y_4 , para los gastos de operación $Q=100\%$, 75% , 50% , 25% m^3/s , si consideramos que el funcionamiento hidráulico de la presa durante su vida útil, es decir 50 años, podría operar siempre entre 10 % al 15% de ese gasto, que es menor al $Q_{diseño} = 5,842.90 m^3/s$, con un periodo de retorno de $Tr = 100$ años, Longitud de cortina de $L = 150$ m, si observamos el comportamiento del tirante en la sección del río, oscila entre $d = 3$ y $d = 4$ m aproximadamente en la propia sección transversal del cauce (río), por lo que podemos afirmar que no se tendrán erosiones y desbordamientos en la zona de la trinchera.

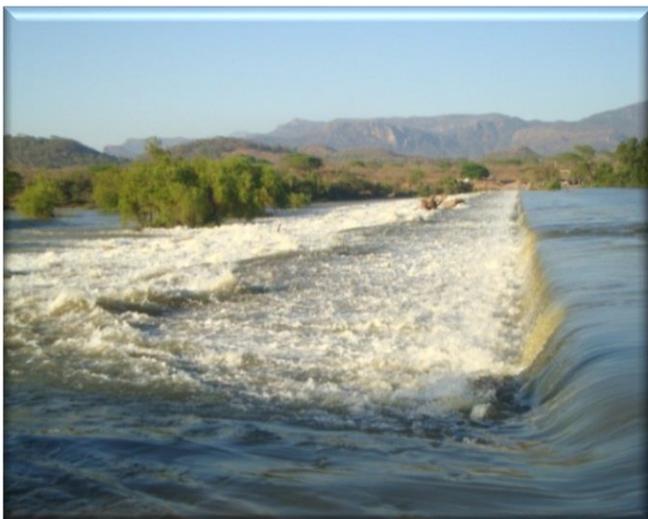


FIGURA 4.2.8.2

(Presa Río Culiacán, Sin. 2018)

No. FROUDE.	COMPORTAMIENTO DEL SALTO.	TIRANTES A SALIDA DE LA TRINCHERA.
Fr = 3.55	! Salto Suave y uniforme!	$Y_4 = 7.78$ m
Fr = 3.38	! Salto Suave y uniforme!	$Y_4 = 5.62$ m
Fr = 3.88	! Salto Suave y uniforme!	$Y_4 = 4.43$ m
Fr = 4.68	! Salto Suave y uniforme!	$Y_4 = 2.92$ m

4.2.9.- ELEVACIÓN DE DESPLANTE DE LA TRINCHERA.

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{\frac{5}{3}}}{0.68 \beta W_m^{0.28}} \right)^{\frac{x}{1+x}}$$

$$H_s = 4.3059 \text{ m}$$

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{\frac{5}{3}}}{V_c} \right)$$

$$H_s = 3.5543 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{\frac{5}{3}} B e \mu}$$

Q_d =	5,842.90 m³/s
H_m =	7.78 m
B_e =	150 m
μ =	0.99
W_m =	1800 mm
B =	1.0
$\frac{1}{1+X} =$	0.75
α =	1.29

PROBABILIDAD ANUAL EN (%) DE QUE SE PRESENTE EL GASO DE DISEÑO.

100	B = 0.77
50	B = 0.82
20	B = 0.86
10	B = 0.90
5	B = 0.94
2	B = 0.90
1	B = 1.00
3	B = 1.03
0.2	B = 1.05
0.1	B = 1.07

Tomado como criterio un gasto máximo de **Q = 5,842.90 m³/s**, con una longitud transversal de **L = 150 m**, aceptamos el valor máximo (**H_s**) que representa la erosión máxima local, que pudiera presentarse en la trinchera de la cortina, tomando en cuenta el **Q_{diseño}** al **100%**.

TRINCHERA:

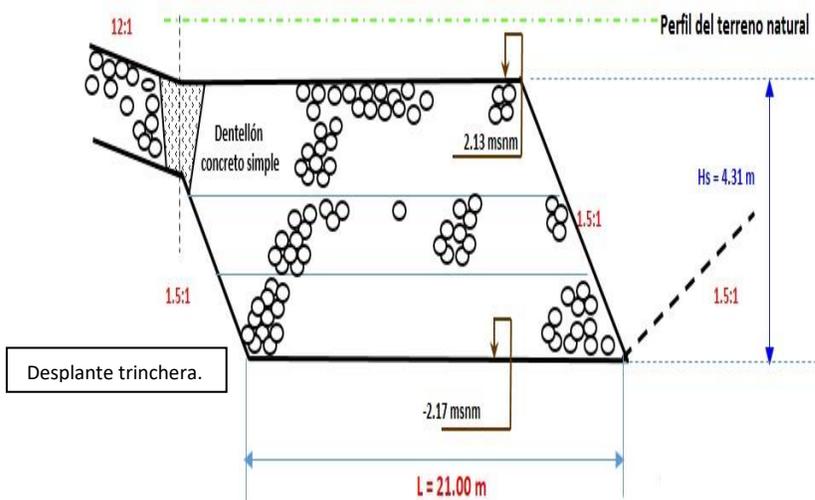


FIGURA 4.2.9.1

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

Excavación de la trinchera.



FIGURA 4.2.9.2

(Presa Zocoteaca, Oax. 2021)

4.2.10.- ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA CORTINA.

4.2.11.- CARGA HIDRÁULICA EFECTIVA.

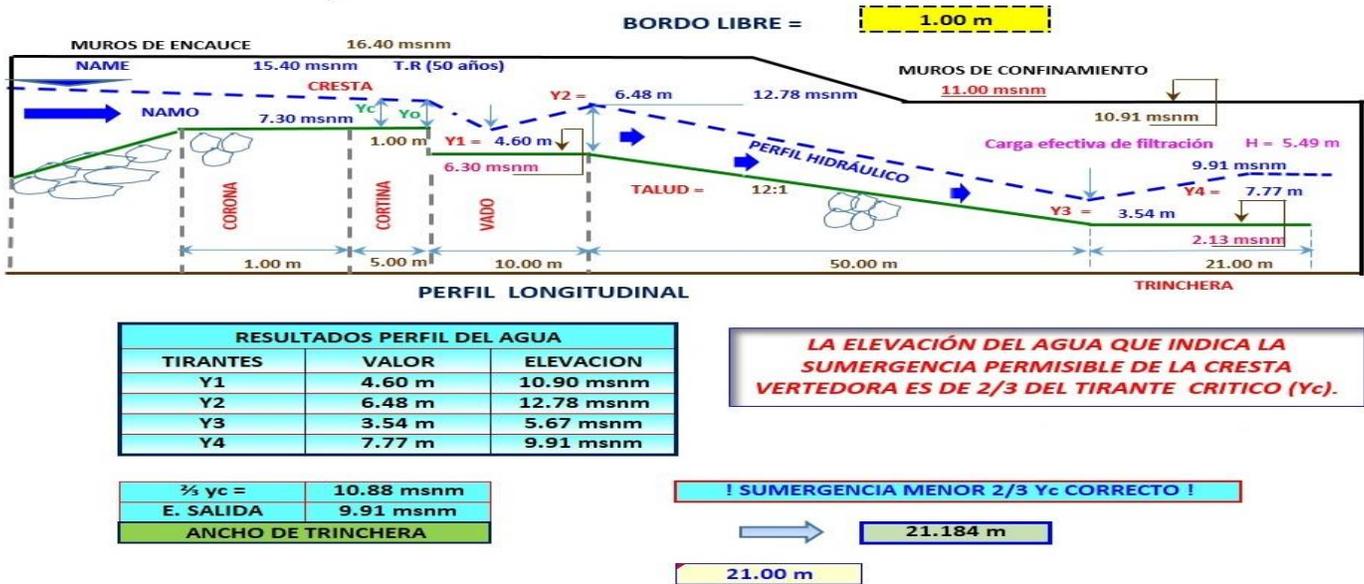


FIGURA 4.2.11.1

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

4.2.12.- CRITERIO DE LANE.

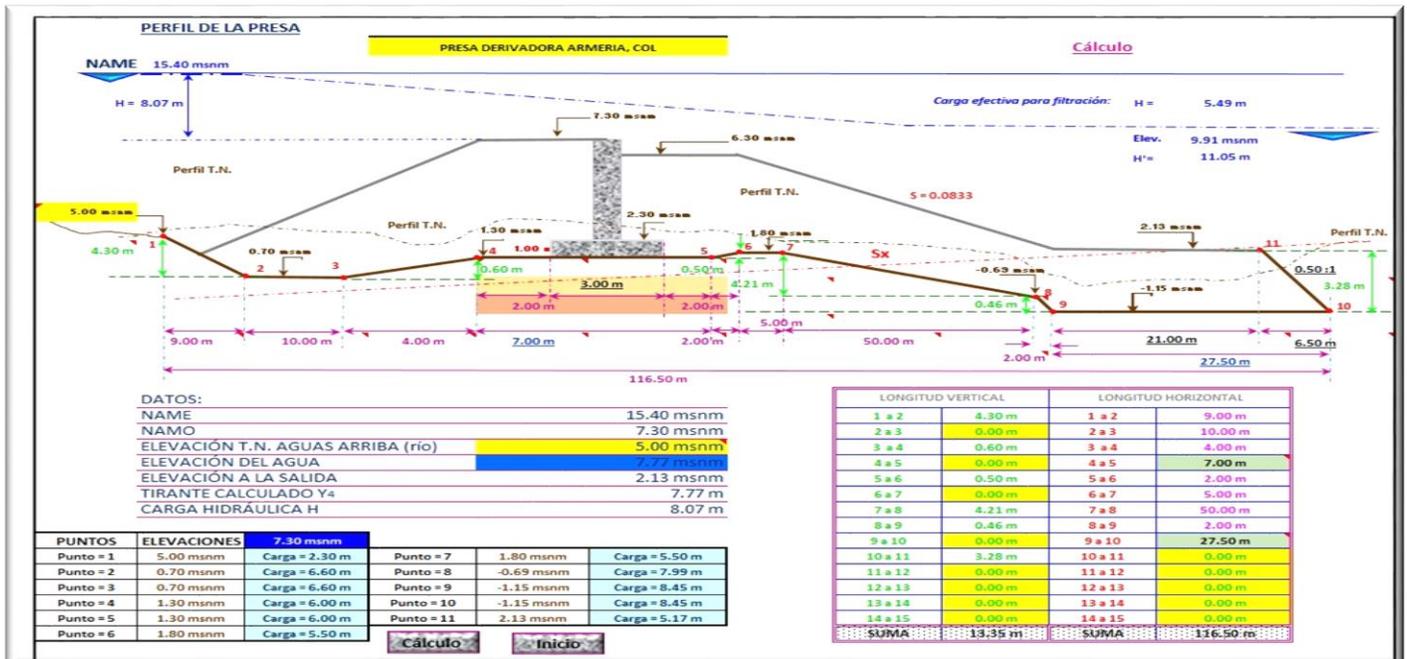


FIGURA 4.2.12.1

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

Longitudes totales.	
Longitud vertical.	13.35 m
Longitud Horizontal.	116.50 m
Longitud Total.	129.85 m

1.- Longitud de filtración compensada.

$$\text{Longitud (Compensada)} = \frac{1}{3} L. \text{ Horizontal} + L. \text{ Vertical} \quad \underline{\underline{Lc= 52.18 \text{ m}}}$$

2.- Relación de carga compensada.

$$C = \frac{\text{L.de filtración compensada}}{\text{Carga Hca.efectiva}} \quad \underline{\underline{C =9.50}}$$

4.2.13.- CRITERIO DE BLIGHT.

Se basa en una teoría del recorrido de filtración a través de un medio permeable.

$$\text{Longitud} = C H$$

L = Longitud compensada total del peso de filtración.

C= Relación de la carga de filtración.

H = Carga efectiva que produce filtración.

MATERIAL.	VALOR DE C.
LIMO Y ARENA MUY FINA.	18
ARENA FINA.	15
ARENA DE GRANO GRUESO.	12
GRAVA Y ARENA.	9
TIERRA O CASCAJO CON ARENA Y GRAVA.	4 a 6

FIGURA 4.2.13.1

(Presas de derivación, Ing. Octavio V., 1976)

Tomamos un C =10, H = 5.49 m

Longitud (L) = 54.94 m

Longitud/Filtración (Lc) = 52.18 m

Tenemos: L₁ = 129.85, C =10

$$H_1 = \frac{L_1}{C} = 12.99 \text{ m}$$

Por lo tanto, H₁ > H, por lo tanto, es correcto.

4.2.14. - CRITERIO D'ARCY

$$Q = K i A$$

Q = Gasto de filtración, en cm³/seg.

K = Coeficiente de permeabilidad, en cm/seg, m/año.

I = Pendiente hidráulica H/L.

A = Área unitaria de filtración por cimentación.

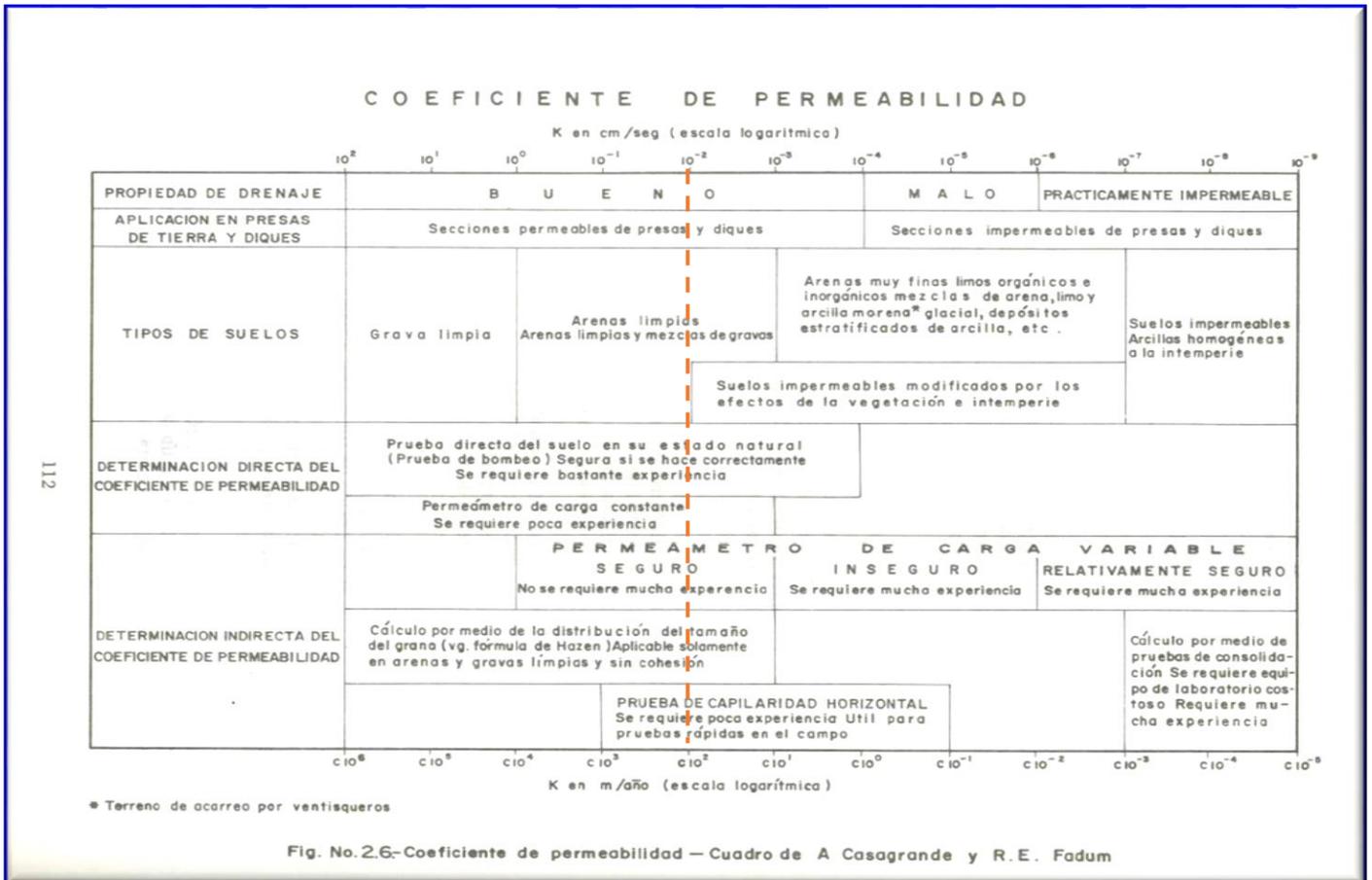
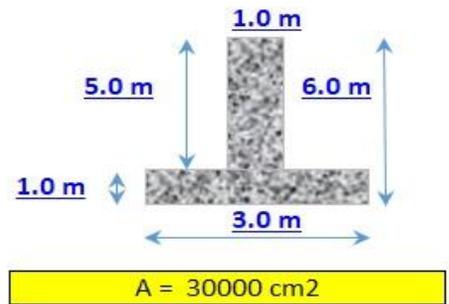


FIGURA 4.2.14.1

(SEMARNAT, Manual geotécnico para diseño de presas pequeñas., 2008)

$$K = 0.020 \text{ m/año}; A = 30,000 \text{ cm}^2; i = \frac{L_1}{H_1} = 0.100$$

$$Q = (0.020) (0.100) (30,000) / 1000 = \underline{0.06 \text{ lps/m}}$$

Sustituyendo:

$$\text{Si tomamos } C=9.50, \text{ tenemos-, } K = (0.020) (9.50) = 0.19 \text{ m/año, por lo tanto, } k = (0.19) (100) = \underline{19 \text{ cm/año}}$$

$$Q = K i A = (19) (0.100) (30,000) / 1000 = \underline{Q = 56.99 \text{ lps/año.}}$$

4.2.15.- CRITERIO DE ISBACH.

$$v. \text{ crit} = K \sqrt{2g \frac{W_p - W_a}{W_a} \sqrt{D}}$$

$$\text{Vol} = \frac{\pi D^3}{6} \gamma_m$$

Coeficiente para piedras esféricas, se considera igual a **0.86 y 1.20** para la velocidad crítica mínima y máxima de arrastre, respectivamente, aceleración de la gravedad igual a 9.81 m/s².

g = Peso volumétrico del material que forman las piedras en kg/m³.

Wp = El volumen de una esfera bale:

Wa = Peso volumétrico del agua 1 000 kg/m³.

D = Diámetro de una esfera equivalente a la piedra = 1.20m.

$$d = \left(\frac{1}{6\pi}\right)^{\frac{1}{3}} = 1.24 \text{ m}; \text{ utilizando Roca} = 1.20\text{m}, \quad v. \text{ crit} = K \sqrt{2g \frac{W_p - W_a}{W_a} \sqrt{D}} \quad V_{\text{límite}} = 7.01 \text{ ms}$$

Velocidad mínima crítica = 6.89 m/s

Velocidad máxima crítica = 4.94 m/s

Velocidad del agua = 11.06 ms

Por lo tanto, la Velocidad crítica es menor a la velocidad del agua.

4.2.16.- SEPARACIÓN DE DENTELLONES.

Ecuación del Talud: **Y = -a₁x + b₁**

Y = H₂ = Altura del punto de intersección o altura del segundo dentellón.

x = Distancia entre dentellones.

a₁ = M =Pendiente de enrocamiento.

a₂ = m = Pendiente del coeficiente de filtración.

b₁ = H₁ = Altura del primer dentellón.

b₂ = H₁ -h₁ = Altura del primer dentellón menos la perdida de carga.

x = h₁/(M-m) = Distancia entre dentellones.

Elev. Rasante del canal (río) = 5.0 msnm

Elev. Vado. = 6.30 msnm

Elev. Plantilla de salida. = 2.13 msnm

Longitud de la rápida. = 50 m

Sustituyendo valores en la ecuación de talud se tiene:

$$5.00 = -0.083 X + 6.30$$

$$-0.083 X = -1.30$$

$$\mathbf{X = 15.60 \text{ m}}$$

SECCIÓN LONGITUDINAL DE LA CORTINA.

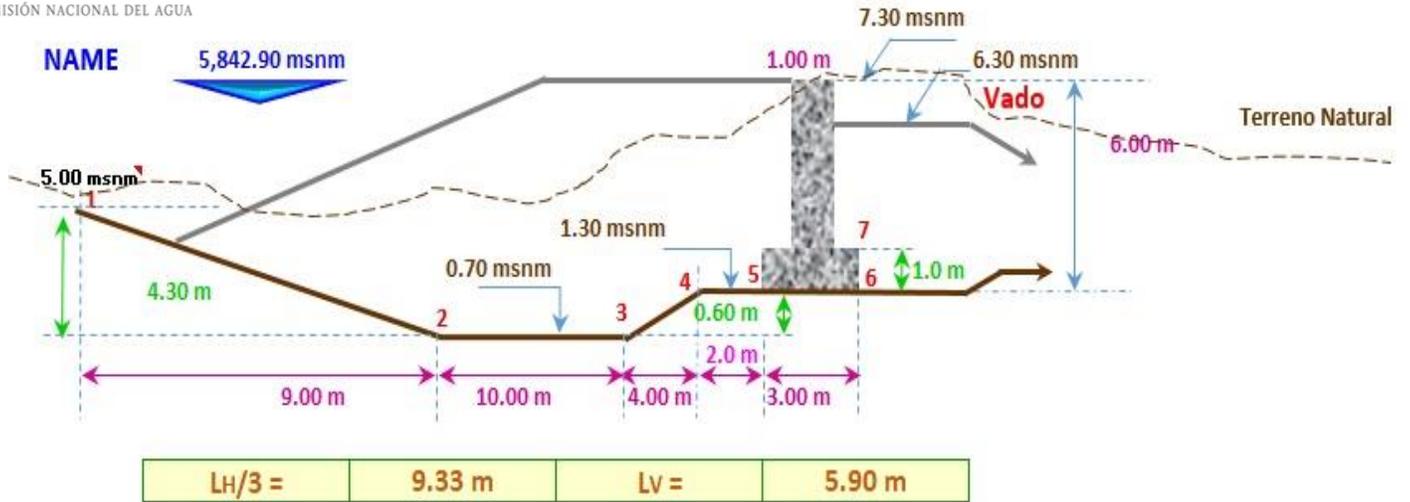


FIGURA 4.2.16.1
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

C= Relación de la carga de filtración C =10

Longitud = Longitud Horizontal / 3 + Longitud Vertical.

Longitud = 15.23 m, por lo tanto, tenemos que:

$$\Delta h_1 = \frac{\text{Longitud}}{C} = 1.523$$

Ecuación de la pendiente de filtración: $Y = -a_2x + b_2$, encontraremos al término (b_2)

$$5 = -0.0976 X + b_2$$

$$5.0 = 1.52 + b_2$$

$$\mathbf{b_2 = 6.52}$$

$$X = \frac{h_1}{(M - m)}$$

$$b_2 = 6.52, b_2 = H_1 - h_1 = (6.30 - 6.52) \cdot -1: h_1 = -0.22$$

$$M = (6.30 - 2.12) / 50 = 0.0836, m = (1.523 / 15.60) = 9.7625E-02$$

$$\mathbf{X = 15.60 m}$$

4.2.17- DISEÑO DEL TALUD AGUAS ABAJO.

Tomamos a $x = 15.60$, y $\Delta h_1 = \frac{\text{Longitud}}{C} = 1.523$

Tenemos un talud aguas debajo de $(15.60) / 1.523$ $\mathbf{t = 10:1}$

4.2.18.- ENROCAMIENTO VARIOS PESOS.

De acuerdo con las velocidades calculadas hasta cada dentellón para el gasto máximo en la rápida del vertedor, se tiene la necesidad de colocar los siguientes tamaños de piedras:

Dentellón	Tirantes	Velocidad	Peso volumétrico de la roca (m ³).				
			2600 Kg/m ³	2400 Kg/m ³	2000 Kg/m ³	1800 Kg/m ³	1600 Kg/m ³
Tamaño de piedra requerido (m). Para Velocidad máxima.							
No. = 1	4.15 m	9.39 m/s	2.00 m	2.30 m	3.20 m	4.00 m	5.30 m
No. = 2	3.92 m	9.93 m/s	2.20 m	2.50 m	3.50 m	4.40 m	5.90 m
No. = 3	3.62 m	10.37 m/s	2.40 m	2.80 m	3.90 m	4.80 m	6.10 m
No. = 4	3.62 m	10.76 m/s	2.60 m	3.00 m	4.10 m	5.20 m	6.10 m
No. = 5	3.51 m	11.10 m/s	2.80 m	3.20 m	4.40 m	5.50 m	6.10 m
No. = 6	3.15 m	11.41 m/s	2.90 m	3.30 m	4.70 m	5.80 m	6.10 m
No. = 7	3.33 m	11.69 m/s	3.10 m	3.50 m	4.90 m	6.10 m	6.10 m
No. = 8	3.33 m	11.69 m/s	3.10 m	3.50 m	4.90 m	6.10 m	6.10 m
No. = 9	3.26 m	11.95 m/s	3.20 m	3.70 m	5.10 m	6.10 m	6.10 m
No. = 10	3.10 m	12.37 m/s	3.40 m	3.90 m	5.50 m	6.10 m	6.10 m
No. = 11	3.10 m	12.58 m/s	3.60 m	4.10 m	5.70 m	6.10 m	6.10 m

$$v. \text{ crit} = K \sqrt{2g \frac{W_p - W_a}{W_a} \sqrt{D}}$$

FIGURA 4.2.18.1

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)



FIGURA 4.2.18.2

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

4.2.19.- DISEÑO DEL TALUD AGUAS ARRIBA.

Las cortinas llamadas de “**Tipo Indio**” o **flotantes**, se constituyen fundamentalmente de un elemento impermeabilizante formado por un macizo o dentellón, que puede ser de mampostería o concreto simple (de preferencia de este último material), además de un respaldo de material compactado que sirve también para aumentar la longitud del paso de filtración de estas cortinas.

La estabilidad de la cortina se consigue principalmente con el enrocamiento acomodado o semi-acomodado de aguas abajo del dentellón (con talud exterior muy tendido), este enrocamiento se refuerza con una capa superficial de concreto simple, se pueden diseñar estas cortinas con el método ideado por el investigador Blight, el cual se basa en la teoría del recorrido de filtración en medios permeables.

En este tipo de cortina se aconsejan taludes muy tendidos, para el caso del talud aguas arriba de la cortina es aconsejable optar dentro de los parámetros de $t = 3:1$ a $8:1$, desentendiéndose principalmente de las características del material disponible que se emplearan en la construcción y principalmente del criterio del proyectista de acuerdo con lo observado y verificado en otras presas ya construidas, el diseño de estas cortina se realiza en base a datos empíricos y prácticos, es muy probable que las cortinas que se han construido tengan coeficientes de seguridad muy favorables.

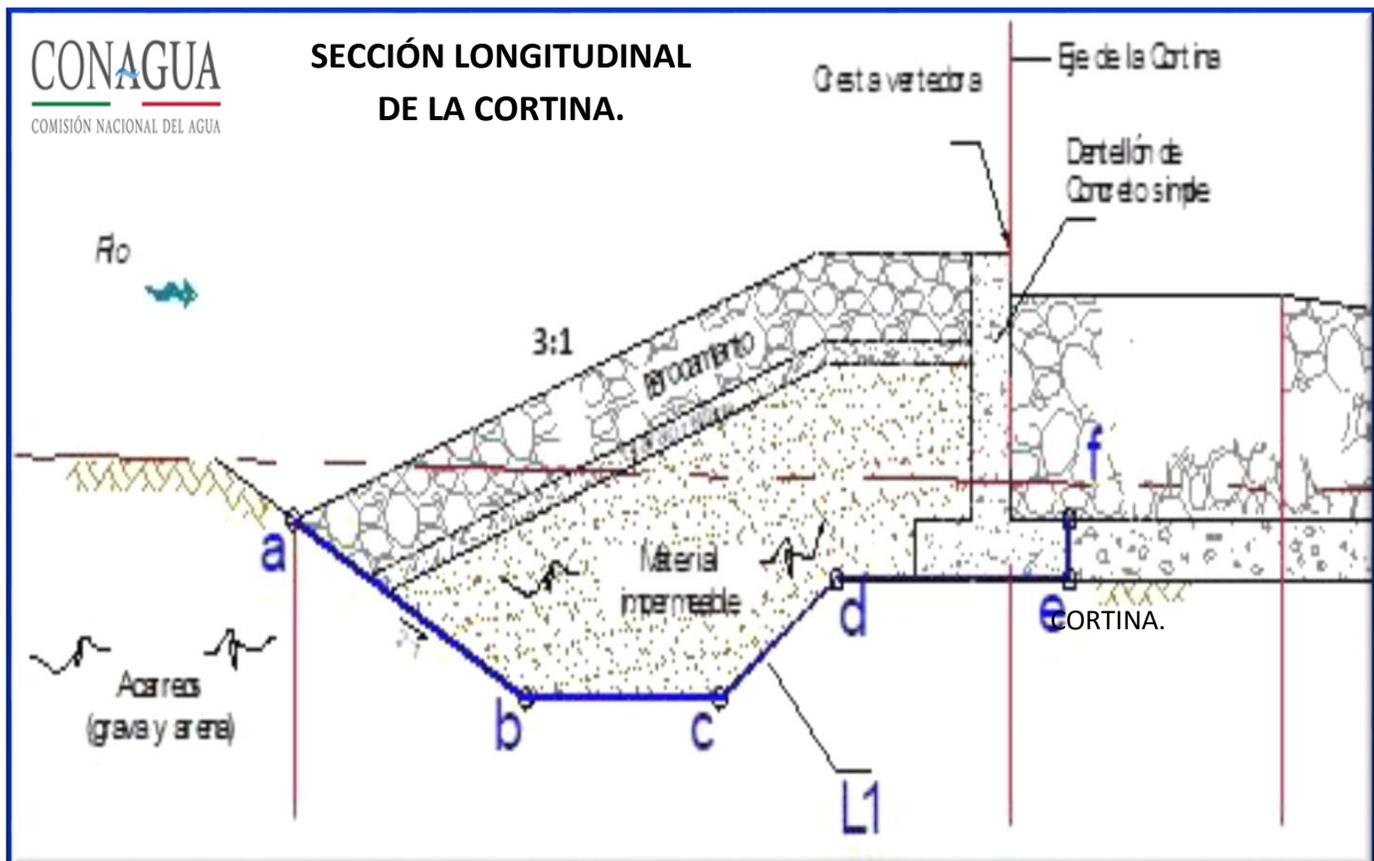


FIGURA 4.2.19.1

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

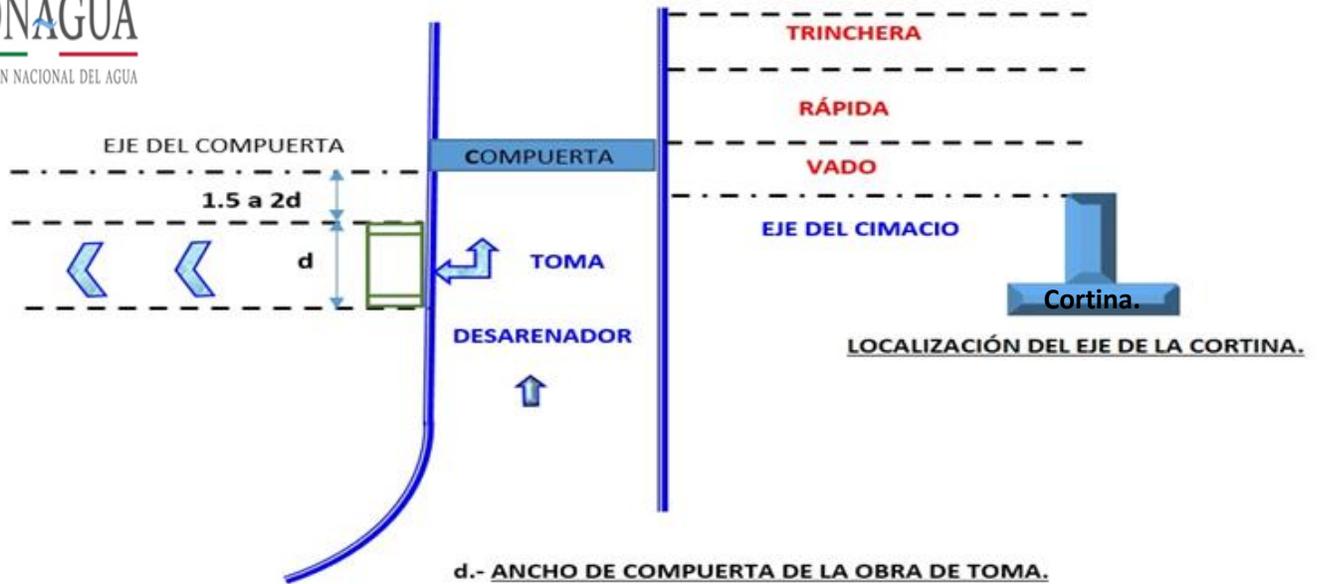


FIGURA 4.2.19.2
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

La compuerta radial se ubicará a una distancia de **1.5 a 2 veces** el ancho de la compuerta de la obra de toma, con el objeto que se elimine el oleaje del cauce dentro del desarenador, se favorezca las condiciones de flujo permanente y la sedimentación en el mismo, por lo cual se garantiza que éste azolve, no ingrese a los canales de distribución de la zona de riego, que conlleva a la modificación de la sección hidráulica y posibles desbordamientos, el eje del cimacio se ubicará entre los ejes de las compuertas de toma y de la compuertas radiales del desarenador. [CONAGUA, Memorando Técnico No. 139 de fecha 01 de diciembre 1962.](#)

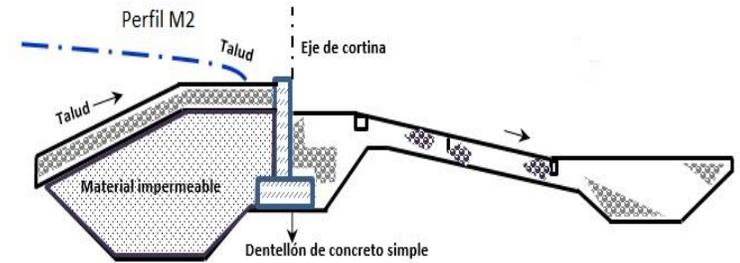


FIGURA 4.2.19.3
(Presa Zocoteaca, Oax. 2021)

4.2.20.- CÁLCULO DEL REMANSO AGUAS ARRIBA.

$$\frac{d_Y}{d_x} < 0$$

Q =	5842.90 m³/s	Tirante normal.	9.08 m		
B =	150 m	Tirante crítico.	3.15 m		
So =	0.0003	Perfil M2.	MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.		
Rugosidad =	0.435	Zona 2 $Y_c < Y < Y_n$			



y	A	$V = \frac{Q}{A}$	V^2	$\frac{\alpha V^2}{2g}$	E	$E_2 - E_1$	Vm^2	Vm^2	r	rm	Km	Km ²	Km ² rm	$\frac{vm^2}{km^2 rm}$	So-Sf	$\Delta_x = \frac{S_0 - S_f}{E_2 - E_1}$	$\Sigma \Delta x$
$Y_c = 3.14$	314.87	5.55	30.89	1.81	4.96	-	-	-	2.96	-	-	-	-	-	-	-	0
3.61	360.50	4.85	23.56	1.38	4.99	0.027	5.206	27.10	2.96	2.96	34.24	1,172.38	3,472.81	0.0078	-0.00750	-3.595	-03.60
4.06	406.13	4.30	18.57	1.08	5.15	0.16	4.582	20.99	3.36	3.16	34.62	1,198.22	3,789.23	0.0055	-0.00524	-31.180	-34.78
4.52	451.76	3.87	15.01	0.87	5.40	0.24	4.091	16.73	3.75	3.55	35.30	1,246.40	4,436.44	0.0037	-0.00347	-71.282	-106.06
4.97	497.39	3.51	12.38	0.72	5.70	0.30	3.696	13.66	4.14	3.95	35.92	1,290.39	5,096.72	0.0026	-0.00238	-127.015	-233.07
5.43	543.02	3.22	10.39	0.60	6.04	0.33	3.371	11.36	4.52	4.33	36.48	1,330.90	5,767.60	0.0019	-0.00167	-203.324	-436.40
5.89	588.65	2.97	8.84	0.51	6.40	0.36	3.098	9.59	4.89	4.71	36.99	1,368.48	6,447.02	0.0014	-0.00119	-307.606	-744.00
6.34	634.28	2.75	7.61	0.4462	6.79	0.384	2.866	8.2137	5.267	5.082	37.46	1,403.52	7,133.26	0.0011	-0.00085	-451.518	-1,195.52
6.80	679.91	2.57	6.62	0.3883	7.19	0.398	2.666	7.1099	5.629	5.448	37.90	1,436.37	7,824.86	0.00091	-0.00061	-654.631	-1,850.15
7.26	725.55	2.41	5.82	0.3410	7.60	0.409	2.493	6.2146	5.985	5.807	38.31	1,467.29	8,520.57	0.00073	-0.00043	-952.558	-2,802.71
7.71	771.18	2.26	5.15	0.3018	8.01	0.417	2.341	5.4785	6.336	6.161	38.68	1,496.49	9,219.32	0.00059	-0.00029	-1417.686	-4,220.39
8.17	816.81	2.14	4.59	0.2691	8.44	0.423	2.206	4.8659	6.681	6.509	39.04	1,524.15	9,920.16	0.00049	-0.00019	-2223.134	-6,443.53
8.62	862.44	2.02	4.12	0.2413	8.87	0.428	2.086	4.3506	7.021	6.851	39.38	1,550.43	10,622.27	0.00041	-0.00011	-3911.317	-10,354.85
$y_n = 9.081$	908.07	1.92	3.71	0.2177	9.30	0.432	1.978	3.9131	7.356	7.188	39.69	1,575.46	11,324.94	0.00035	-0.00005	-9502.881	-19,857.73

FIGURA 4.2.20.1

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

PERFIL DEL AGUA.



FIGURA 4.2.20.2
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

4.2.21.- MUROS MARGEN DERECHA E IZQUIERDA.

Elev. Desplante muro.	0.00 msnm
Elev. Corona del muro.	16.40 msnm
Elev. Relleno.	16.40
Elev. Nivel del agua.	15.40
Elev. Cortina.	7.30 msnm
Elev. Desplante cortina.	1.30 msnm

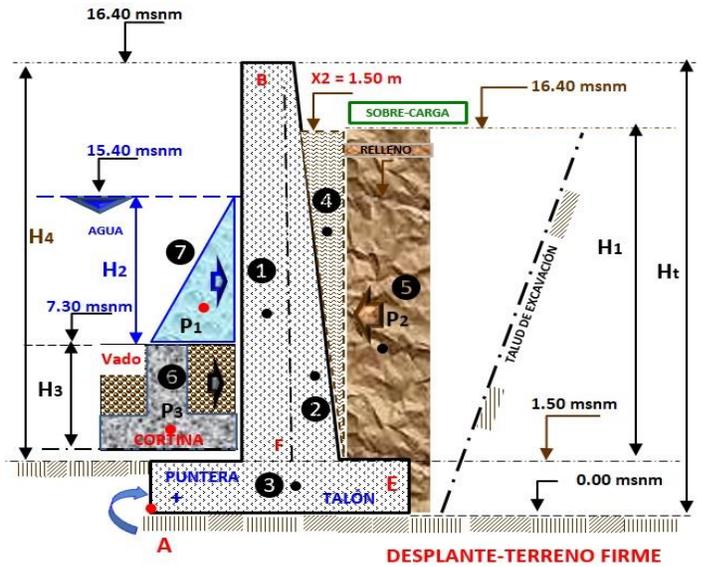


FIGURA 4.2.21.1
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

$$\frac{C_f W_t}{E_t} \geq 1.5$$

176.66

! El Muro-no se desliza. !

$$\frac{M_{\text{Estático}}}{M_{\text{volteo}}} \geq 1.5$$

3.30

! El Muro-No se voltea. !

EXCENTRICIDAD

$$x = \frac{M_{\text{estático}} - M_{\text{volteo}}}{w \text{ (peso total)}}$$

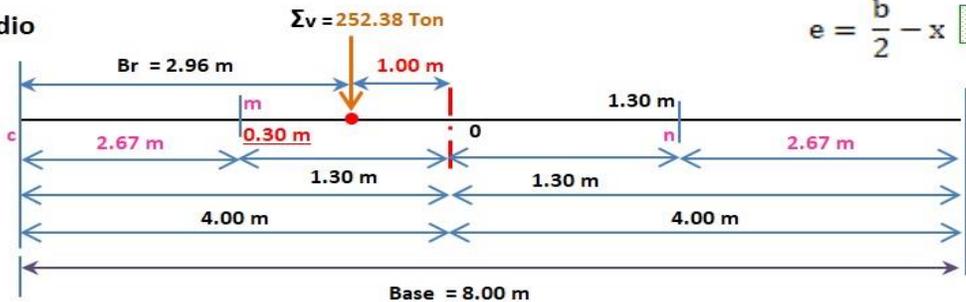
x = 2.961 m

$$\frac{B}{3} \leq x \leq \frac{2B}{3}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{B}{3} = 2.67 \text{ m} \\ \frac{2B}{3} = 5.33 \text{ m} \\ \frac{B}{6} = 1.30 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$e = \frac{b}{2} - x = 1.00 \text{ m}$$

Tercio medio



El Brazo resultante coincide con la excentricidad. Ok !

FIGURA 4.2.21.2
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

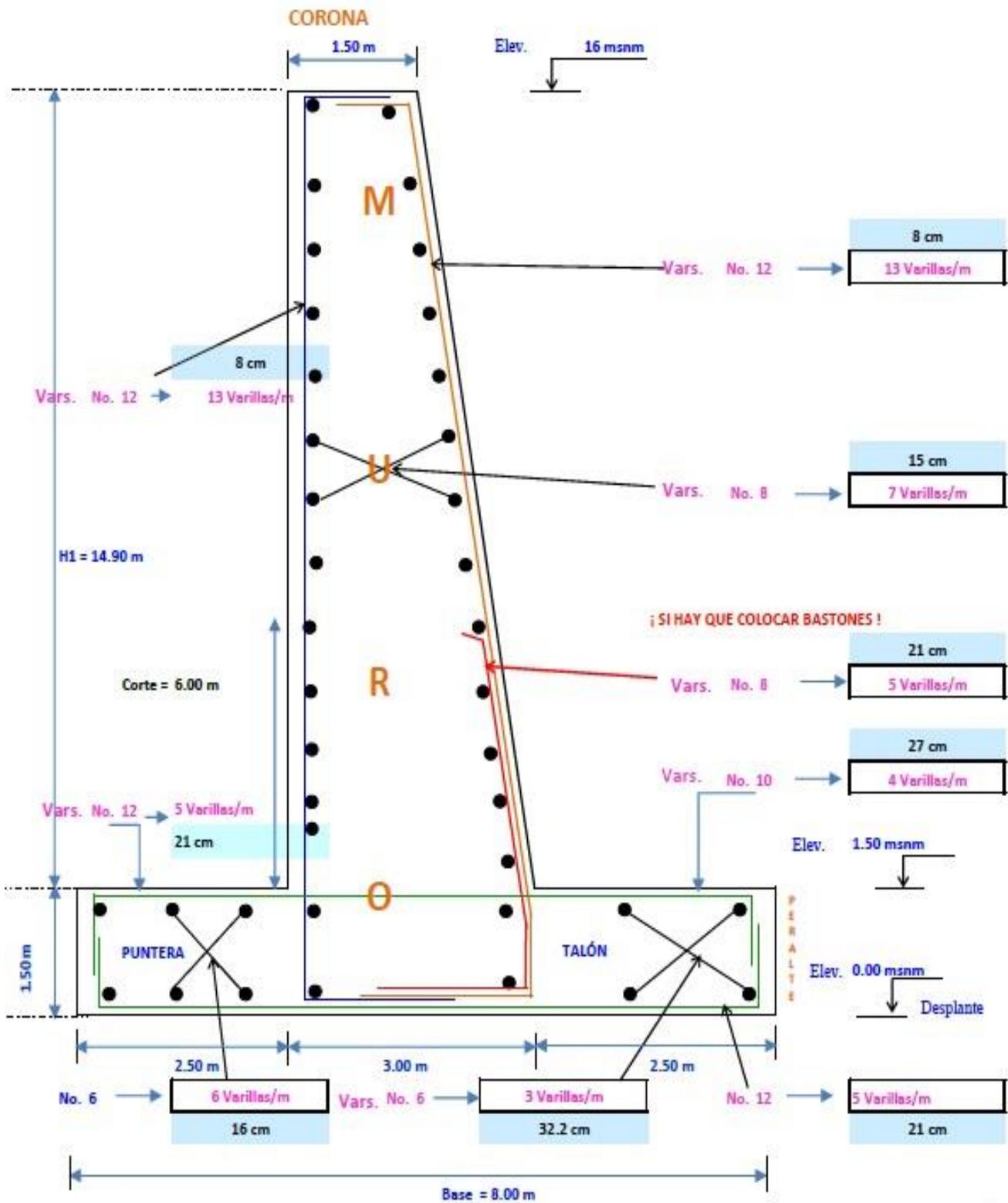


FIGURA 4.2.21.3
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

RECOMENDACIONES GENERALES.

CORTINA.



FIGURA 4.2.21.4

(CONAGUA, Presa Armería, Col. 2014)

Se considera que la presa trabajará entre **10 y 25%** del gasto de diseño durante toda su vida útil, por lo que el ancho del vado se fija en **10 m**, permitiendo el tránsito vehicular/peatonal en ambos sentidos, garantizando la comunicación en ambas márgenes del río de forma segura. Con el estudio del remanso, se analizará las afectaciones aguas arriba de la presa e identificando las zonas de inundación, para las descargas de operación de la presa, aguas abajo, se asegurará que dichos tirantes descargados no rebasen los bordes del río.

El gasto de diseño $Q = 5,842.90 \text{ m}^3/\text{s}$ se definió para un periodo de retorno de $tr. = 10,000$ años, por ser una zona ciclónica representa una carga hidráulica de $H = 8.07 \text{ m}$, para una longitud de cortina de **150 metros**, cabe señalar que este gasto es muy superior a lo habitual que nos fija **SARH**, de acuerdo a lo publicado según **CONAGUA, Memorando Técnico No. B00.7.-616 (página. 18)**, la altura máxima de este tipo de cortinas no debe ser mayor a 6 metros, por no tener empotramiento en sus márgenes, así mismo; su carga hidráulica no debe producir velocidades erosivas en su rápida mayores de **7.0 m/s**, por tener material acomodado.



FIGURA 4.2.21.5

(CONAGUA, Presa Armería, Col. 2014)



FIGURA 4.2.21.6

(CONAGUA, Presa Armería, Col. 2014)

Los muros de encauce y pisos de operación de compuertas la **SRAH, SAR, CONAGUA** se considera ubicar su elevación a $1\pm 1.50 \text{ m}$ arriba de NAME, garantizando la operación de apertura y cierre de compuertas, cuando el nivel del agua este arriba de NAMO, sobre su cresta se puede considerarse iniciar la operación del desarenador, es decir abrir; la apertura de la compuerta radial, ya que se tendrá un nivel del agua mayor que permita realizar su limpieza.

4.3.- OBRA DE TOMA.

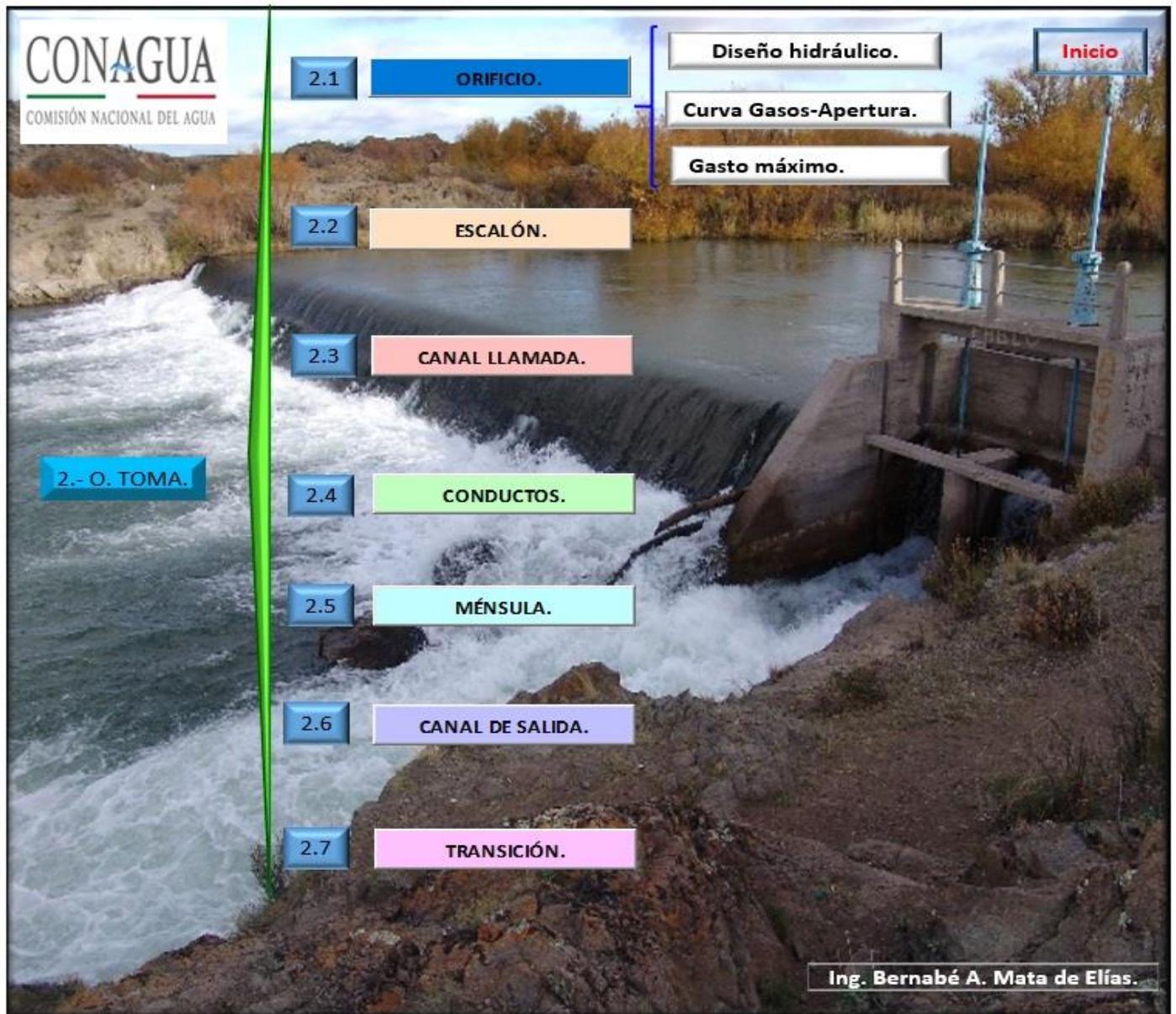


FIGURA 4.3.1
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

Para el diseño hidráulico de la **Obra de Toma** se elaboraron 7 programas de cálculo en los ambientes Visual Basic-Excel, considerando los siguientes procedimientos:

- Cálculo y dimensionamiento del orificio de la obra de toma y su conducto.
- Cálculo del escalón para retener sedimentos, y definir su elevación respecto a la zona de riego.
- Determinación del gasto máximo que puede entrar al desarenador y pasar por las compuertas.
- Cálculo de la capacidad de operación del mecanismo elevador de la compuerta.
- Diseño hidráulico del canal muerto y transición de salida con el canal principal de riego.

- 2.1. **Orificio.** Las dimensiones del orificio, la determina el gasto máximo que puede pasar por las compuertas y su velocidad de salida., ggeneralmente el conducto de la obra de toma atraviesa únicamente el muro donde se alojan las compuertas y por ello desde el punto de vista hidráulico, este cálculo se reduce a considerar un orificio con tubo corto sumergido.

Cuando por las condiciones especiales del aprovechamiento, la obra de toma sea una tubería forzada propiamente dicha o un conducto trabajando como canal, su cálculo deberá considerar todas las pérdidas que se puedan tener en el flujo, y si es un canal, se deberán determinar las características del régimen del escurrimiento para un mejor funcionamiento hidráulico de la bocatoma, una forma de determinar la dimensión del orificio de la compuerta será; considerar un **valor de 0.10m** a la carga h del orificio y calcular el área para tener una idea de su valor.

- 2.2. **El escalón.** Se ubica en el labio inferior de la obra de toma, su función principal es la de retener el sedimento transportado o por decantación del material que ingresa al desarenador, su función principal es evitar que este sedimento ingrese a los Conductos, bloquee la obturación de las compuertas en su asentamiento y su sellado hidráulico.
- 2.3. **El Canal de llamada.** Es la entrada del desarenador, es fundamental su diseño, este canal por lo general se dimensiona con una capacidad de **10 a 20 veces** como mínimo, el gasto de diseño del desarenador, con el objeto de garantizar que, en cualquier época del año agrícola, como el estiaje, se garantice el gasto de derivación de la obra de toma.
- 2.4. **Los conductos.** Son generalmente de concreto armado, se proyectan uno como operación y el otro de emergencia, en su diseño se realiza la comparación de trabajo a conducto lleno y conducto vacío, lo cual fue más desfavorable a conducto vacío, porque se considera que el relleno siempre está actuando, en cambio el conducto puede tener o no agua en su interior, es importante considerar los empujes interiores (Agua) y pasivos (Relleno) sobre los conductos.
- 2.5. **El patio.** La (SARH) recomienda para la operación de los mecanismos que los operadores, se debe considerar una elevación de un **1.0 m a 1.50 m** arriba del **NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias)** de acuerdo al estudio hidrológico entregado para un **Tr. = 100 años**, la Ménsula deberá tener la capacidad de izar manualmente o eléctricamente las compuertas deslizantes de la obra de toma, para lo cual se prevé que su operación por medio de mecanismos electromecánicos, siempre y cuando se considere la construcción primordial de una Caseta de operación, una Subestación eléctrica y la acometida de la Línea de energía eléctrica.
- 2.6. **El canal a la salida de la obra de toma.** Se localiza antes de la transición, esto es lo que llamamos comúnmente como el canal muerto, cuya función es la de trasportar el gasto de diseño de la zona de riego, la estructura de transición permite el cambio de sección ya sea rectangular o trapecial según sea el caso, este canal por lo general es de sección rectangular, el cual está alojado en terreno aluvial, debe ser lo más corto posible en su longitud, ya que experimenta
- 2.7. **La transición.** Es una estructura que permite realizar el cambio de sección hidráulica y geométrica, es decir; de rectangular a una sección trapecial, la cual conforma el canal principal de la zona de riego.

4.3.1.- CÁLCULO DEL ORIFICIO DE LA OBRA DE TOMA. (CURVA-GASTOS-APERTURA).

Elevación NAME	15.40 msnm
Elevación cresta vertedora (NAMO).	7.30 msnm
Longitud de la cresta vertedora.	150. m
Carga hidráulica sobre la cresta vertedora.	8.07 m
Gasto de diseño del vertedor	5842.90 m³/s
Gasto de diseño de la obra de toma.	2.60 m³/s
Elevación de la obra de toma	5.88 msnm
Elevación del desarenador	47.88 msnm

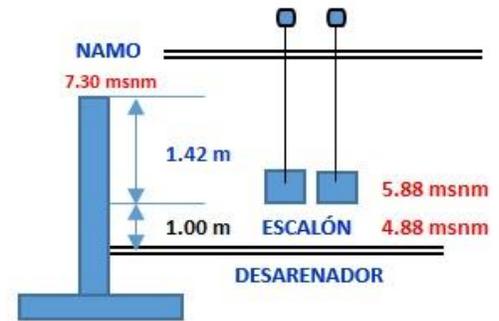


FIGURA 4.3.1.1

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

Para un mejor funcionamiento de la Obra de Toma, Conviene que el orificio trabaje ahogado y se recomienda que como mínimo se tenga un ahogamiento de 10 cm; para estas condiciones la fórmula que liga la carga, gasto y área en un orificio es:

$$Q = C A \sqrt{2gh}$$

Para la determinar la (s) dimensión de la compuerta o compuertas será; considerar un valor de 0.15 m a la carga h del orificio y calcular el área para tener una idea de su valor; es decir:

$$C_v = 0.96 + 0.079 \frac{a}{y_1}$$

$$Q = C_d b a \sqrt{2gy_1}$$

$$C_d = \frac{C_c C_v}{\sqrt{1 + \frac{C_c a}{y_1}}}$$

$$C_c = 0.62$$

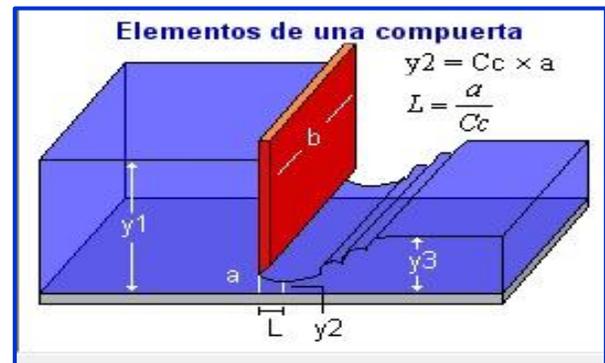


FIGURA 4.3.1.2

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

Gasto de diseño	2.60 m ³ /s	Q = 2.6034 m ³ /s	Q = 2.6114 m ³ /s	Q = 2.5958 m ³ /s	Q = 2.6077 m ³ /s
COMPUERTAS.		Y1 = 1.42 m	Y1 = 1.22 m	Y1 = 1.02 m	Y1 = 0.82 m
Altura (A).	1.22 m	a = 0.75 m	a = 0.830 m	a = 0.930 m	a = 1.090 m
Ancho (B).	1.22 m	V = 3.959 m/s	V = 4.061 m/s	V = 4.976 m/s	V = 6.505 m/s
$y_3 = \frac{y_2}{2} \left(\sqrt{1 + 8(Fr_1^2)} - 1 \right)$		Cc = 0.5390	Cc = 0.5271	Cc = 0.51141	Cc = 0.4889
		Fr = 1.99	Fr = 1.96	Fr = 2.30	Fr = 2.84
$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{9.81 * y_2}}$		Y3 = 1.14m	Y3 = 1.21m	Y3 = 1.55m	Y3 = 2.14m
		L = 0.40m	L = 0.44m	L = 0.48m	L = 0.53m

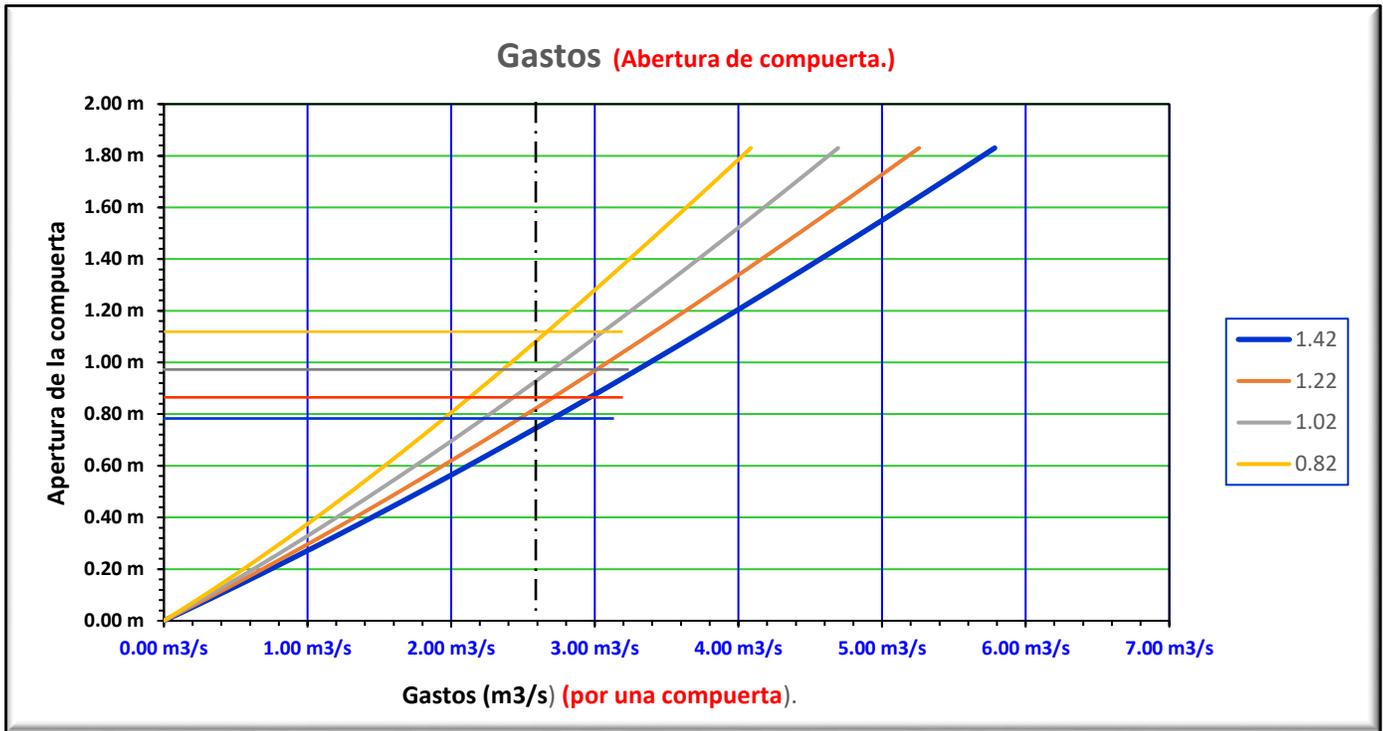


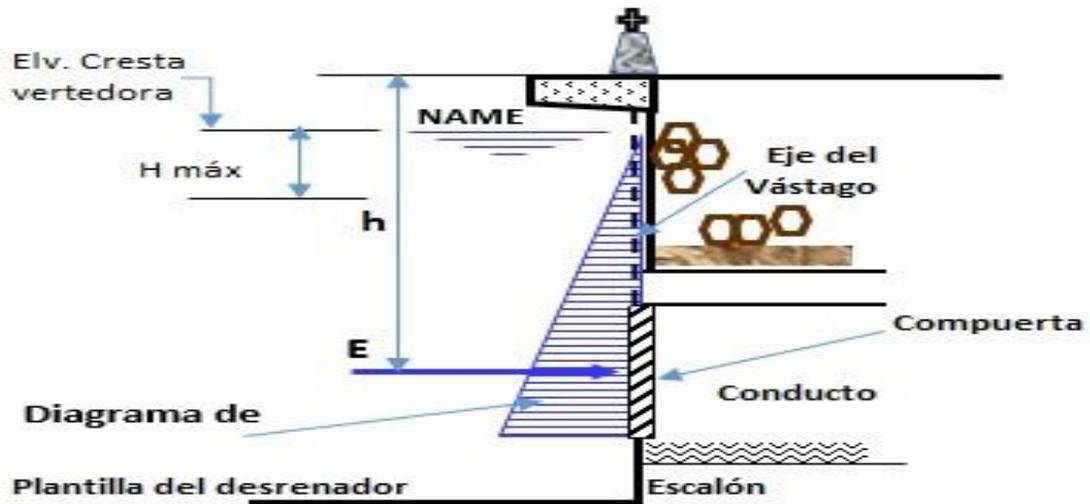
FIGURA 4.3.1.3
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)



FIGURA 4.3.1.4
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

4.3.2.- CÁLCULO HIDRÁULICO DEL ESCALÓN.

Los orificios que permiten el acceso del agua del río al canal de riego, van alojados en el muro que sirve de división entre el desarenador y las laderas del cauce, este muro además de evitar los derrumbes de las propias laderas y el paso de crecientes, protegiendo la zona de derivación, el paso del agua por este orificio, se controla mediante compuertas deslizantes que se operan desde el piso de operación, mediante mecanismos elevadores, ya sean manuales o electromecánicos, según sea el caso.



(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

FIGURA 4.3.2.1



(CONAGUA, Presa Jala, Col., 2014)

FIGURA 4.3.2.2

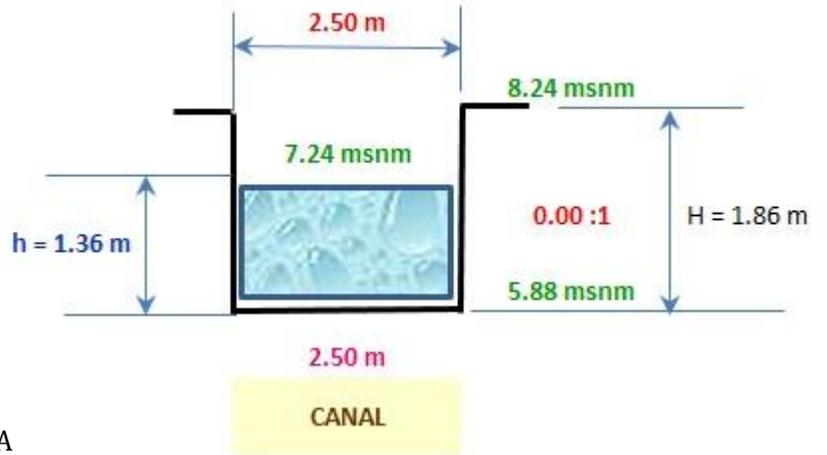


(CONAGUA, Presa Jala, Col. 2014)

FIGURA 4.3.2.3

CANAL DE RIEGO.

GASTO Q =	2.60 m3/s
TALUD m =	0.00 :1
PENDIENTE So =	0.0003
BASE =	2.50 m
RUGOSIDAD n =	0.014



Tirante normal en el canal.

Q =	2.60 m3/s
b =	2.50 m
d =	1.36 m
pm =	5.22 m
r =	0.65 m
r ^{2/3} =	0.75 m
A =	3.40 m2
V =	0.77 m/s
Q*n/s ^{0.5}	2.552
A*r ^{2/3} =	2.552

$$Q = V A$$

$$V = \frac{1}{n} R h^{2/3} \sqrt{S_o}$$

$$A R h^{2/3} = \frac{Q n}{\sqrt{S_o}}$$

CANAL DESARENADOR

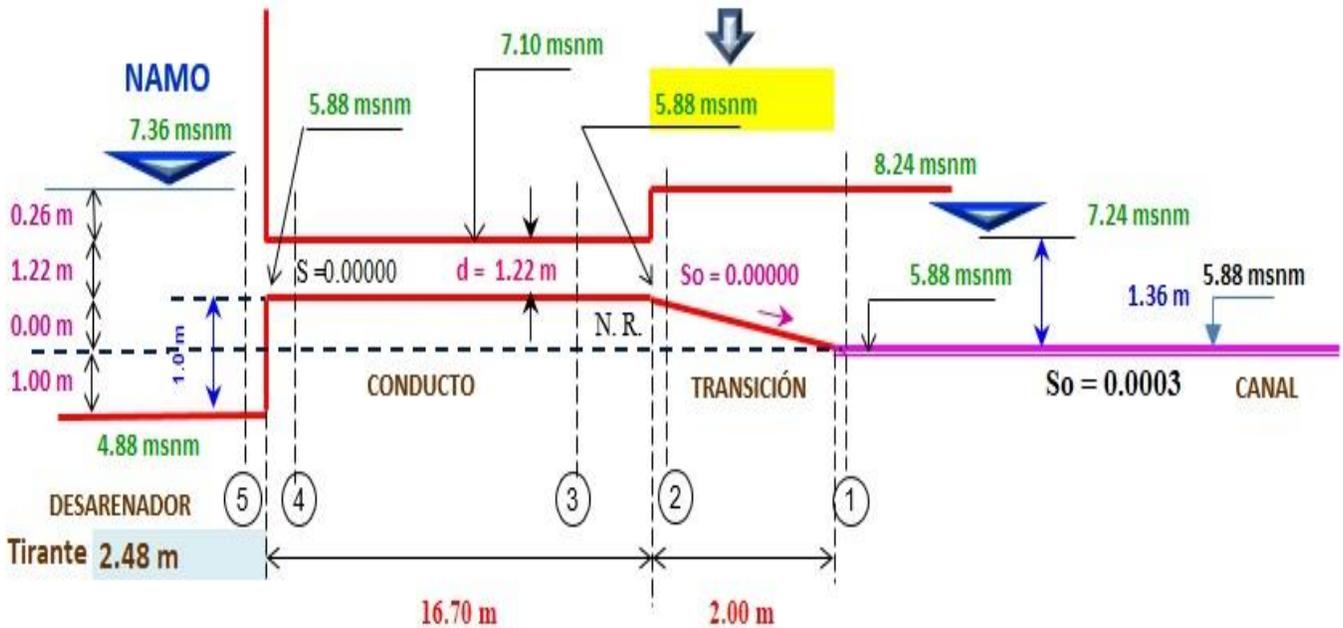
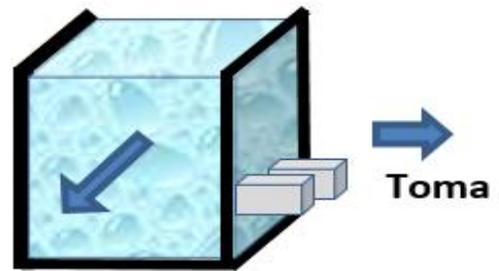


FIGURA 4.3.2.4

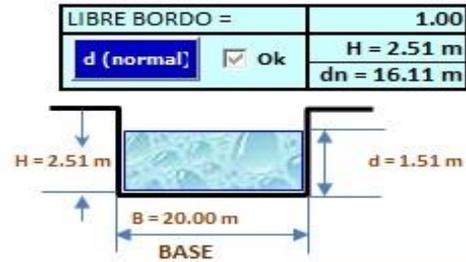
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

4.3.3.- CÁLCULO CANAL DE LLAMADA.

DATOS

Gasto	Q = 20 m ³ /s
Talud (m)	t = 1.50 :1
Pendiente	S = 0.0003
Rugosidad	n = 0.0350
Tolerancia	0.0001

q = 1.00 m³/s/m



Plantilla	Tirante	Talud	Area	Perímetro Hidráulico	Radio Hidráulico	AR ^(2/3)	Gasto	Coficiente rugosidad	Pendiente	(Qn/S ^(1/2))
b	d	z	A	P	R		Q	n	S	
(m)	(m)	(adim.)	m ²	m	m		(m ³ /s)	(adim.)	(adim.)	
20.00 m	1.508	1.50 :1	33.583	25.439	1.320	40.414	20.000	0.035	0.0003	40.415

Ver. 1

Ver. 2

Ok1
 Ok

 Ok

α (Coriolis) 1.0

Gasto	g	$\frac{Q^2}{g}$	Plantilla	Tirante crítico	Talud	Area	Ancho de SLA (T)	A ³ /T	Velocidad crítica
(m ³ /s)	(m/s ²)	$\frac{g}{\alpha}$	(m)	(m)	(adim.)	(m ²)	(m)		(m/s)
20.00	9.81	40.77	20.00	0.4617	1.50 :1	9.55	21.39	40.77	2.09

Ok

T = 21.39 m

Parámetros 0.65 1.21

Velocidad	b/d	Gasto
0.60 m/s	13.260	20.00 m ³ /s

CRITERIOS.!

SE ACEPTA LA VELOCIDAD

CORREGIR, RELACIÓN PLANTILLA/TIRANTE FUERA DE RANGO

SE ACEPTA DISEÑO

MATERIALES	COEF.MANNIG.
En tierra ordinaria, superficie uniforme y lisa.	0.020-0.025
En tierra ordinaria, superficie irregular.	0.025-0.035
En tierra con ligera vegetación.	0.035-0.045
En tierra con ligera espesa.	0.040-0.050
En tierra excavada mecánicamente.	0.028-0.033
En roca, superficie uniforme y lisa.	0.030-0.035
En roca, superficie con aristas e irregularidades.	0.035-0.045

Mínima filtración.	1.2 m ³ /s/Km
Relación plantilla/tirante.	0.61 adis.
Velocidad mínima.	0.20 m/s
Velocidad máxima.	2.50 m/s

Tolerancia: 0.0001

Opcion 1

4.3.4.- ESTRUCTURAL CONDUCTOS.

ELEVACIÓN RAZANTE.	16.40 msnm	
SOBRECARGA.	9.00 m	
ELEV. DEL LECHO SUPERIOR.	7.40 msnm	
ELEV. DEL LECHO INFERIOR	5.88 msnm	
ANCHO DE CONDUCTO POR LADO.	1.22 m	
ESPESOR DEL CONDUCTO PERIMETRAL.	0.30 m	30 cm
ESPESOR DE MURO CENTRAL.	0.40 m	
CARTELES.	0.20 m	
PESO VOLUMENTRICO DEL AGUA.	1,000 Kg/m ³	
PESO VOLUMETRICO DEL MATERIAL DE RELLENO (WT).	1,800 Kg/m ³	
PESO VOLUMÉTRICO DEL CONCRETO REFORZADO (WC).	2,400 Kg/m ³	
COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO DEL MATERIAL.	0.286	

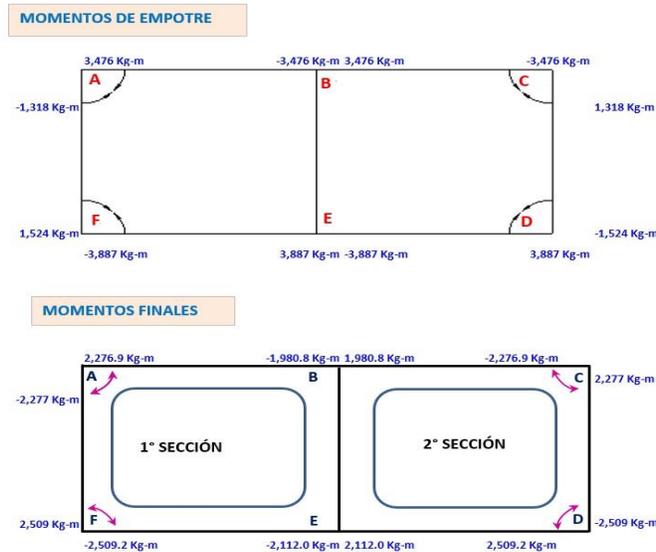


FIGURA 4.3.4.1

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

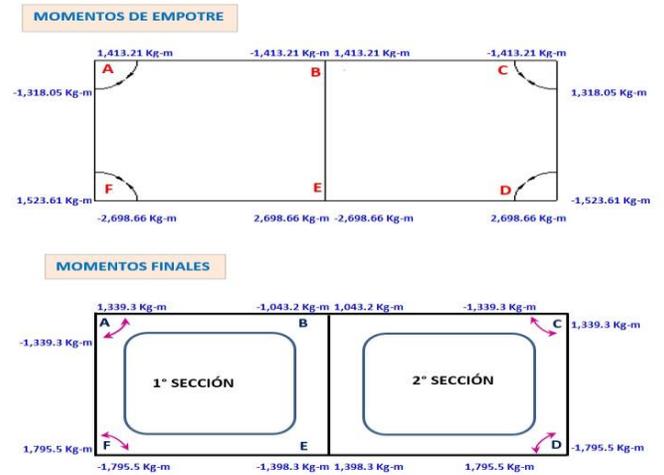


FIGURA 4.3.4.2

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

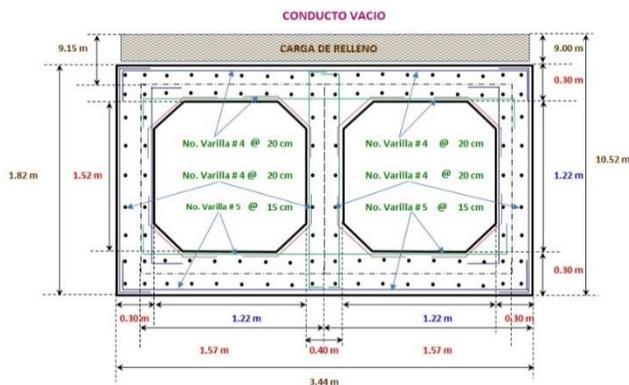


FIGURA 4.3.4.3

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)



FIGURA 4.3.4.4

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

4.3.5.- CÁLCULO DE LA MÉNSULA DE OPERACIÓN DE LA OBRA DE TOMA.

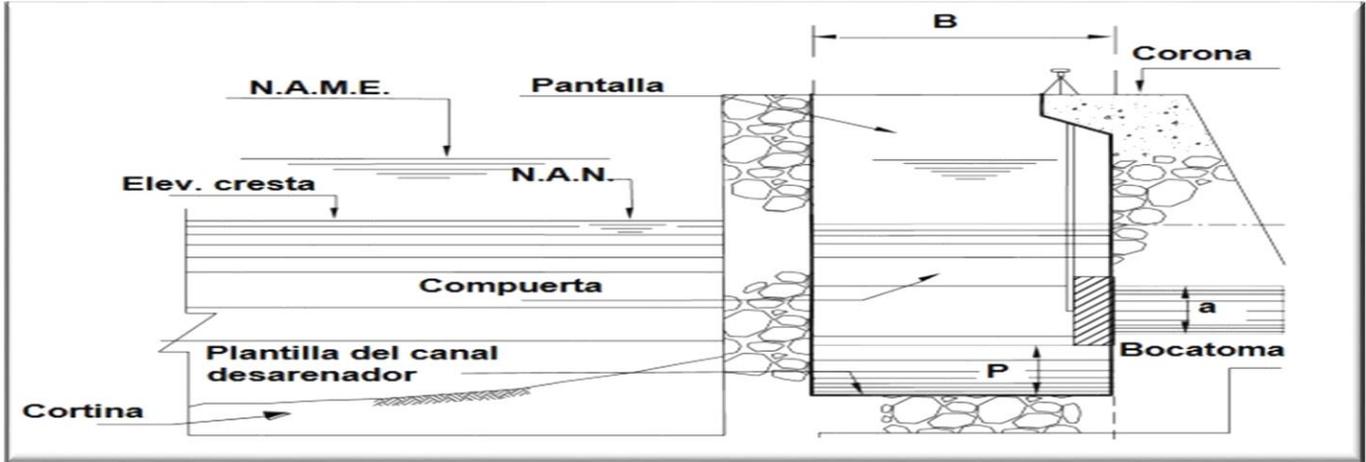


FIGURA 4.3.5.1
(Presas de Derivación, Ing. Octavio V. S., 1976)

DATOS-MENSULA.	
W =	7,715 Kg
Distancia paño	10 cm
Ancho de Muro	50 cm
Peralte transversal	d1 = 25 cm
Peralte transversal	d2 = 15 cm
Longitud Losa M.	10 cm
Long. Transversal	80 cm
Talón - Ménsula	0.0 cm
Peralte (d1+d2-R)	dp = 35 cm

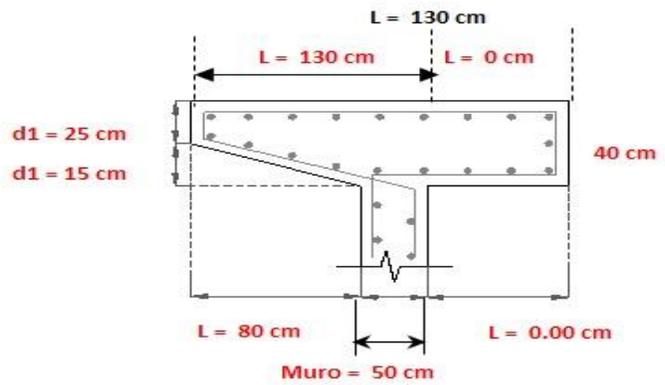


FIGURA 4.3.5.2
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

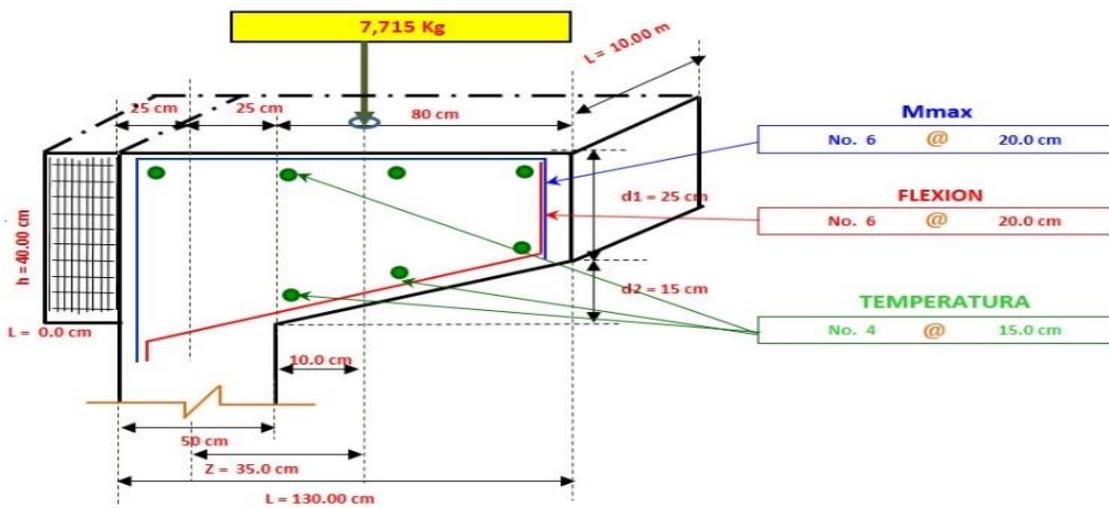


FIGURA 4.3.5.3
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

4.3.6.- CÁLCULO DEL CANAL DE SALIDA.



FIGURA 4.3.6.1

(CONAGUA, Presa Armería, Col., 2014)

F'c del concreto.	100 Kcm ²
Peso específico del concreto.	2400 Kg/m ³
Fy acero de refuerzo.	4,200 Kg/cm ²
Peso específico del suelo (lado izquierdo).	2,200 Kg/m ³
Peso específico del suelo (lado derecho).	2,200 Kg/m ³
Longitud total de la transición.	3 m
Capacidad portante del suelo.	60 Kg/cm ²
Ángulo de fricción interna del suelo (lado izquierdo).	35 °
Ángulo de fricción interna del suelo (lado derecho).	35 °

RESUMEN.

SECCION	LONGITUD	BASE	PERALTE	PESO DEL AGUA
1	L = 0.00 m	b = 2.84 m	0.20 m	2,840 Kg/m
2	L = 1.00 m	b = 2.84 m	0.20 m	2,840 Kg/m
3	L = 1.00 m	b = 2.84 m	0.20 m	2,840 Kg/m

$$E_a = 0.50 K_a \gamma_m H (H + 2\Delta_s)$$

$$K_a = \frac{1 - \text{seno}\phi}{1 + \text{seno}\phi} \quad E_a = \frac{\gamma_w h^2}{2}$$

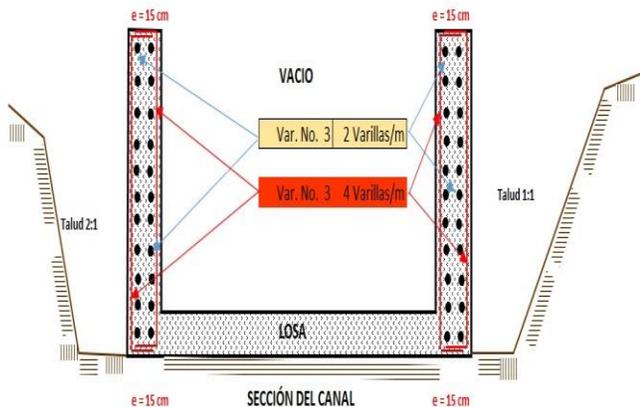


FIGURA 4.3.6.2

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

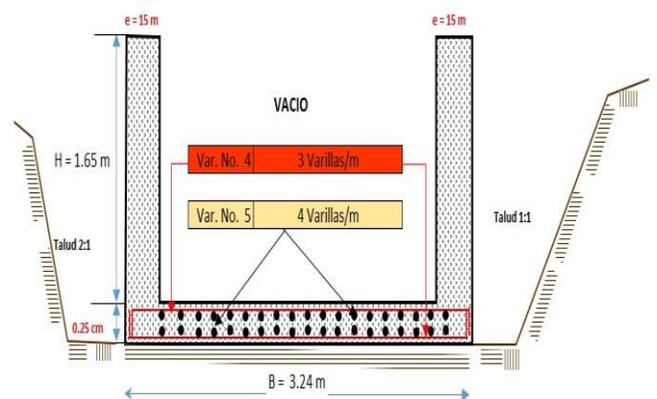


FIGURA 4.3.6.3

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

4.3.7.- CÁLCULO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE LA TRANSICIÓN DE LA OBRA DE TOMA.



FIGURA 4.3.7.1
(CONAGUA, Presa Armería, Col., 2014)

Gasto =	2.60 m ³ /s
Base (Conducto) =	3.44 m
Altura (Conducto) =	1.82 m
Área =	6.26 m ²
Perímetro =	8.70 m
Velocidad =	0.415 m/s

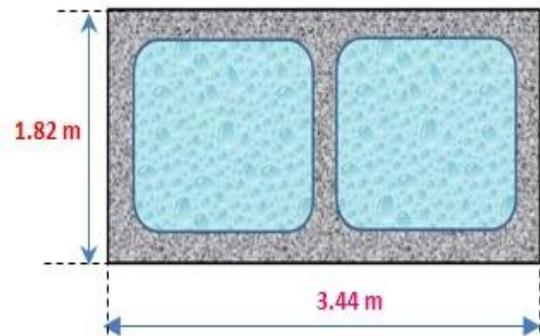


FIGURA 4.3.7.2

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

Q =	2.60 m ³ /s
b =	2.50 m
n =	0.017
so =	0.000
t =	0.00 :1
d =	1.359 m
p =	5.22 m
r =	0.65 m
r ^{2/3} =	0.75 m
A =	3.40 m ²
V =	0.77 m/s
Q*n/s ^{0.5}	2.552
A*r ^{2/3} =	2.552

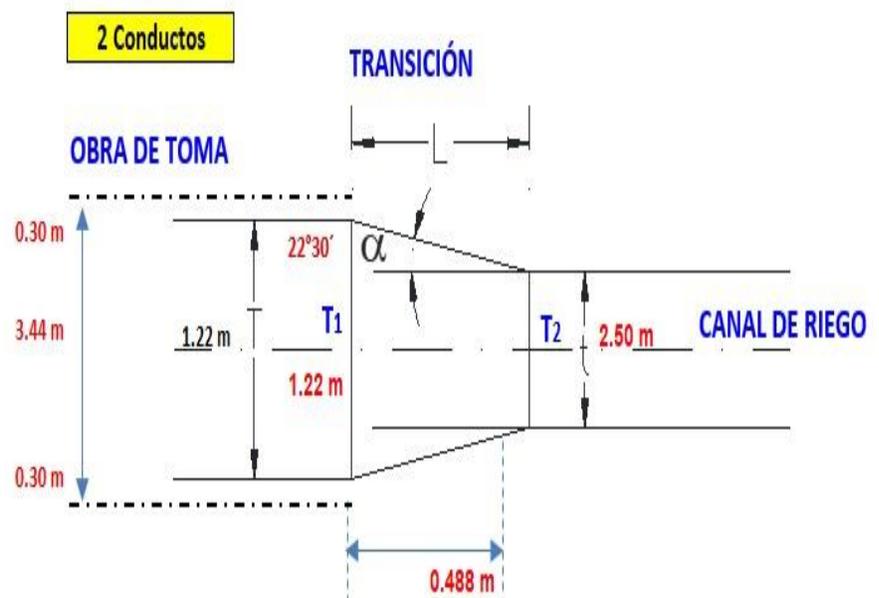


FIGURA 4.3.7.3

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

RECOMENDACIONES GENERALES.

OBRA DE TOMA.



FIGURA 4.3.7.4

(CONAGUA, Presa Jala, Col., 2014)

Para las dimensiones del orificio, la determinación del gasto máximo que puede pasar por las compuertas y su velocidad de salida, para el gasto de diseño, se tomó el criterio de que debían ser convencionales de hierro forjado, su velocidad de salida fue inferior a **1.0 m/s**, evitando su achiflonamiento y el arrastre de sedimentos hacia los canales de la propia zona de riego.

La carga sobre el orificio generalmente debe ser pequeña, comprendida dentro del rango de **10 a 20 cm**, con el propósito de obtener velocidades bajas del agua al pasar por las compuertas y obtener una velocidad en lo posible, sea más o menos al de la estructura del desarenador cuando opere la obra de toma, si consideramos una adecuada velocidad entre los valores de **0.70 hasta 1.0 m/s** que es aceptable; una velocidad muy alta remueve y arrastra materiales del fondo del desarenador.

Para abastecer el gasto de diseño de la Obra de Toma que cubra una superficie de riego de **2,000 has.**, aproximadamente, es necesario que sus canales de distribución Primarios y Secundarios sean revestidos, la capacidad del mecanismo elevador, la elevación del patio de operación de los mecanismos debe estar de arriba del **NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias)**.

El diseño estructural e hidráulico de los conductos de la obra de toma, serán de concreto armado, considerar que sobre si misma se harán maniobras de colocación de compuertas, su diseño deberá ser a conducto lleno y vacío, utilizar el más desfavorable, el diseño estructural e hidráulico de la transición a la salida de la obra de toma, el diseño de la transición se proyectó, con muros rectos, debido que el canal muerto será de sección rectangular.



FIGURA 4.3.7.5

(CONAGUA, Presa Jala, Col., 2014)

4.4.- DESARENADOR.

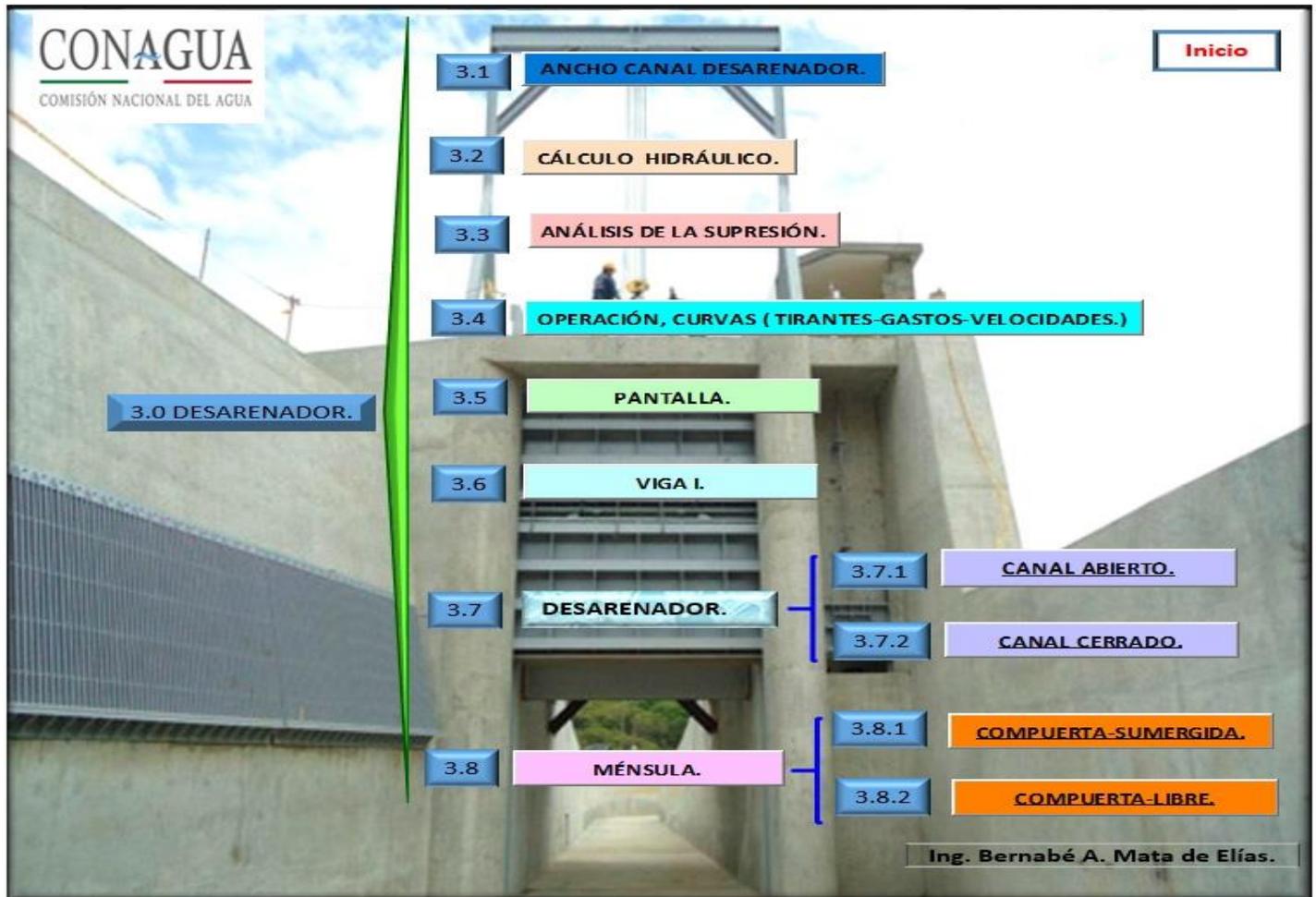


FIGURA 4.4.1

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

El Proyecto de un Canal desarenador, su función principal es la de permitir un fácil acceso al agua, en cualquier época del río, es importante que su descarga esté libre de obstáculos, es decir libre, desde el punto de vista hidráulico sin que remotamente pudiera existir un ahogamiento, para facilitar el acceso del agua al canal, se debe procurar hacer cortes del terreno natural conformando una banqueta desde el inicio de este canal hacia aguas arriba de la margen del río, con una elevación que corresponda al lecho del desarenador, pero también podría ser un poco menor que esta elevación.

Para definir este acceso llamado Banqueta estará localizado descuerdo a la ubicación del desarenador y sus características principales, como son el tipo de material encontrado en los cortes, elevaciones de la plantilla y el desarenador, anchura del canal, pendiente topográfica, hidráulica, Velocidad, etc., para el diseño hidráulico del desarenador se elaboraron **10 programas de cálculo en los ambientes Visual Basic-Excel**, considerando los siguientes procedimientos:

Para el ancho del canal desarenador la **SARH**, fija las velocidades mínimas para que no haya depósitos de azolves, las velocidades de operación que suelen aceptarse, quedan comprendidas entre los siguientes valores de **0.25 m/s** hasta **0.70 m/s**, este rango de valores se debe al ajuste que se hace del ancho del canal, para adaptarlo a los tamaños de compuertas radiales comerciales. (**Presas de derivación. Ing. Octavio V. 1976**).

Cálculo hidráulico del desarenador, se consideran diferentes criterios de diseño, como son:

a). - Método Flujo Supercrítico aguas abajo.

- Alternativa 1. Compuerta radial cerrada y la Compuerta de la Obra de toma abierta.
- Alternativa 2. Compuerta radial abierta, y Compuerta de la Obra de toma cerrada.

b). - Método 2 respetando velocidades máximas.

1. **Alternativa 1.** Compuerta radial cerrada y Compuerta de Obra de toma cerrada, este criterio se relaciona con la Velocidad de Kennedy, que es $V = C_d^{0.64}$ que garantiza que sin necesidad de que la cortina vierta sobre sí misma, exista el arrastre del material para su limpieza y no prevalezca la sedimentación. (Presas de derivación. Ing. Octavio V. 1976).
2. **Alternativa 2.** Compuerta radial abierta y Compuerta de la Obra de toma cerrada, bajo este criterio la SARH., fija una velocidad máxima en le desarenador aguas debajo de la compuerta radial entre **4 y 6 m/s**, para evitar la erosión de sus superficies. (Presas de derivación. Ing. Octavio V. 1976).

La Supresión que existe debajo de esta estructura, debe ser controlada por medio de filtros, colocados aguas abajo de la compuerta radial, en donde inicia la pendiente de salida de la estructura, para garantizar su estabilidad estructural

El cálculo de la Pantalla y losa de entepiso, se diseñan para la operación de agujas obturadoras, se utilizan para el mantenimiento a la compuerta radial, brindando una zona seca y segura para revisión y/o reparación de la compuerta radial.

El cálculo del perfil Viga I, esta Viga I está empotrada en el piso del umbral de desarenador y en la losa de entepiso, divide en dos el canal desarenador, para la colocación de las agujas obturadoras en ambos costados y poder brindar un espacio seco para el mantenimiento de la compuerta radial, el cálculo estructural de la viga de madera, obturador la **S.R.H**, a través de la Subdirección de Irrigación y Control de río, elaboró el Diagrama en el año 1962, para el cálculo del espesor de los tabloncitos sujetos a una carga hidráulica, se contempla las maderas, como; Haya, Fresno, Roble recio, Roble blando, Pino resinoso, Melis y Pino ordinario, con resistencia a la compresión que varía de **75 a 40 Kg/cm²**.

Diseño estructural conducto abierto o cerrado, el análisis estructural, considerando conducto cerrado (Monolítico), o abierto, redonda en los momentos resultantes, que para el diseño de la losa de operación producen un peralte mayor que abierto, por lo tanto, si se considera una sección abierta, es necesario colocar dos placas de acero cepilladas con cara contraria con para absorber el momento sísmico en esa dirección, y colocar además de un **filtro asfaltado** de 2 cm y sus respectivas anclas.

Cálculo estructural de la ménsula de apoyo de la compuerta radial (**sumergida o Libre**), intervienen dos aspectos muy importantes, si consideramos la compuerta radial libre o sumergida, se considera libre cuando el nivel del agua está en el borde superior de la compuerta y sumergida cuando el nivel del agua está por arriba del borde superior de la compuerta, para este caso se auxilia de la colocación de una pantalla, de concreto armada que cubre todo el vano del desarenador, garantizando una zona seca con la aplicación de las agujas obturadoras y se pueda dar mantenimiento a compuerta radial, con los momentos resultantes se dimensionan los muros y losa.

4.4.1.- ANCHO DEL DESARENADOR.

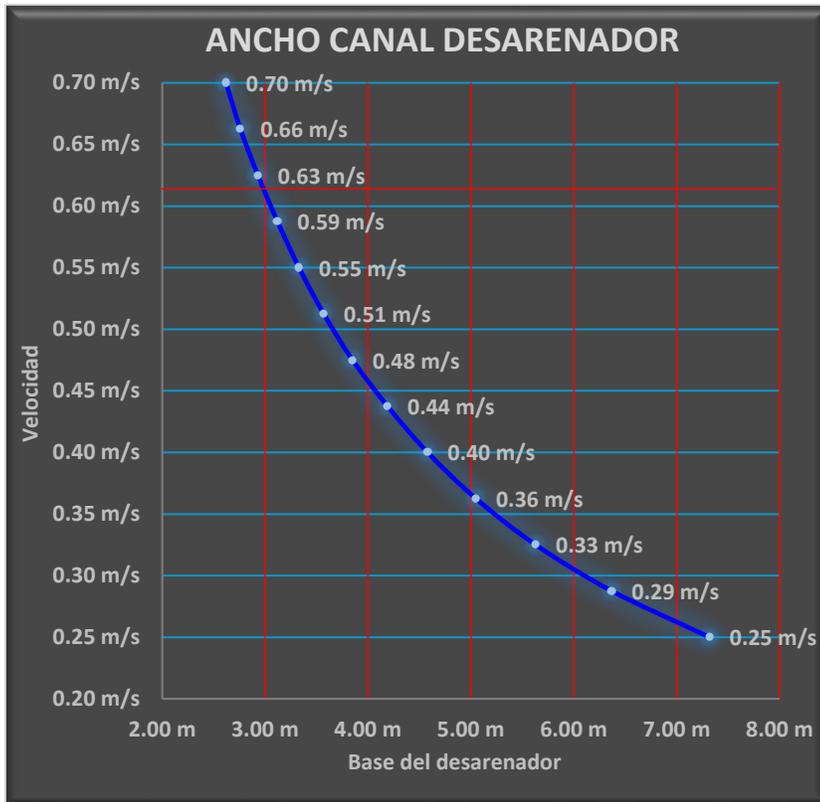


FIGURA 4.4.1.1
(Presas de Derivación, Ing. Octavio V. S., 1976)

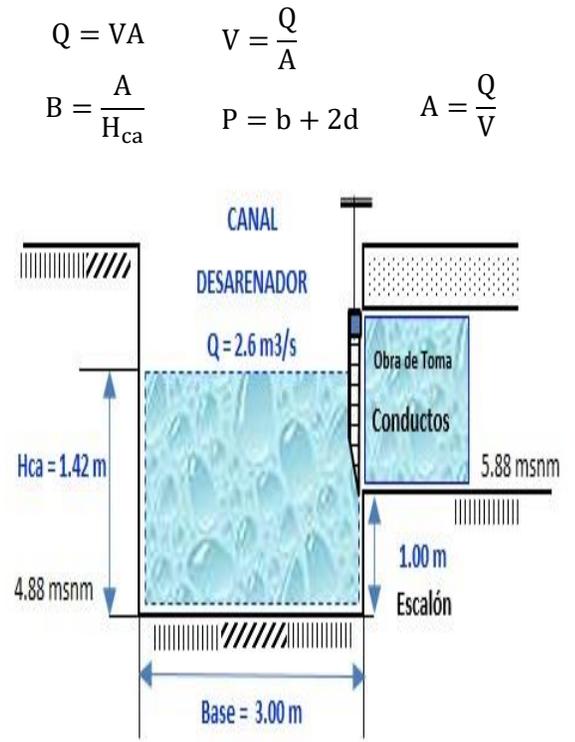


FIGURA 4.4.1.2
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

Carga Hca. Desarenador.	Área.	Base.	Perímetro Mojado.	Radio Hidráulico.	Velocidad.	VERIFICACION.
	(A)	(b)	(Pm)	(Rh)	(v)	
Hca = 1.42 m	10.40 m ²	7.32 m	10.16 m ²	0.72 m	0.25 m/s	V >= 0.25 Ok !.
	9.04 m ²	6.37 m	9.21 m ²	0.69 m	0.29 m/s	0.70 > V > 0.25 Ok !.
	8.00 m ²	5.63 m	8.47 m ²	0.66 m	0.33 m/s	0.70 > V > 0.25 Ok !.
	7.17 m ²	5.05 m	7.89 m ²	0.64 m	0.36 m/s	0.70 > V > 0.25 Ok !.
	6.50 m ²	4.58 m	7.42 m ²	0.62 m	0.40 m/s	0.70 > V > 0.25 Ok !.
	5.94 m ²	4.19 m	7.03 m ²	0.60 m	0.44 m/s	0.70 > V > 0.25 Ok !.
	5.47 m ²	3.85 m	6.69 m ²	0.58 m	0.48 m/s	0.70 > V > 0.25 Ok !.
	5.07 m ²	3.57 m	6.41 m ²	0.56 m	0.51 m/s	0.70 > V > 0.25 Ok !.
	4.73 m ²	3.33 m	6.17 m ²	0.54 m	0.55 m/s	0.70 > V > 0.25 Ok !.
	4.43 m ²	3.12 m	5.96 m ²	0.52 m	0.59 m/s	0.70 > V > 0.25 Ok !.
	4.16 m ²	2.93 m	5.77 m ²	0.51 m	0.63 m/s	0.70 > V > 0.25 Ok !.
	3.92 m ²	2.76 m	5.60 m ²	0.49 m	0.66 m/s	0.70 > V > 0.25 Ok !.
	3.71 m ²	2.62 m	5.46 m ²	0.48 m	0.70 m/s	V <= 0.70 Ok !.

4.4.2.- CÁLCULO HIDRÁULICO DEL DESARENADOR.

NAME.	15.40 msnm	NAMO. (Nivel cortina).	7.30 msnm
Gasto de desvío TR-50 años.	150 m ³ /s	Elev. Umbral (Obra de Toma).	5.88 msnm
Gasto de proyecto (Z.R).	2.6 m ³ /s	Elev. Rasante del desarenador.	4.88 msnm
Base desarenador.	3.0 m	Compuertas A X B.	1.20 m x 1.20 m

4.4.2.1.- COMPUERTA RADIAL CERRADA, OBRA DE TOMA ABIERTA, ALTERNATIVA 1, MÉTODO 1, RÉGIMEN SUPERCRÍTICO.

Gasto del desarenador cuando menos 3 veces el de la Obra de Toma; $Q = 7.8 \text{ m}^3/\text{s}$

Condiciones críticas.

Gasto unitario.	2.600 m ³ /s/m
Velocidad crítica.	2.95 m/s
Tirante crítico.	0.883 m
Velocidad crítica.	2.95 m/s
Froude.	1.0023

Con el fin de garantizar que se presente el tirante crítico en el punto de inflexión y que la sección donde se ubica la ampara y la compuerta sea un punto de control, es necesario incrementar la pendiente para el tramo aguas abajo a un valor mayor que el crítico; de esta manera si $S_o \gg S_c$, por lo tanto, se considera 3 Veces $S_o \gg S_c$.

Cálculo de la pendiente hidráulica sección rectangular, para un Q(max).

Gasto	Yc	Base	Ac	Vc	Pc	Rc	Rc ^{2/3}	n	Sc
7.8 m ³ /s	0.833 m	3.0 m	2.649 m ²	9.945 m/s	4.766 m	0.556 m	0.676	0.014	0.0037

Considerar una pendiente (S_o) mayor a la crítica. ($S_o \gg S_c$), Tomamos $3(S_o) = S_o = 0.011$

4.4.2.2.- COMPUERTA RADIAL ABIERTA OBRA DE TOMA CERRADA, ALTERNATIVA 2, MÉTODO 1, RÉGIMEN SUPERCRÍTICO.

Flujo supercrítico aguas abajo.

Alternativa. 2.	Diseño hidráulico del desarenador con Compuerta radial totalmente abierta y Obra de
Método 1.	toma cerrada.

Elev. Corona (NAMO). - 7.30 msnm, Elev. Rasante del desarenador. 4.88 msnm; Yc = 4.42 m

Gasto	Yc	Base	Ac	Vc	Pc	Rc	Rc ^{2/3}	n	Sc
35.37 m ³ /s	2.42 m	3.00 m	7.26 m ²	4.872 m/s	7.84 m	0.926 m	0.950	0.014	0.0052

Alternativa 1 = Q =7.80 m3/s.

Yn	Pm	Área	Rm	n	V	Q	Q	n	Yc
0.60 m	4.20 m	1.81 m ²	0.43 m	0.014	4.30 m/s	7.80 m ³ /s	2.6 m ³ /s/m	0.014	0.883 m

Alternativa 1 = Q =35.37 m3/s.

Yn	Pm	Área	Rm	n	V	Q	q	n	Yc
1.78 m	6.57 m	5.36 m ²	0.81 m	0.014	6.58 m/s	35.37 m ³ /s	11.79m ³ /s/m	0.014	2.42 m

4.4.2.3.- COMPUERTA RADIAL CERRADA, OBRA DE TOMA ABIERTA. ALTERNATIVA 1. MÉTODO 2, RÉGIMEN SUPERCRÍTICO.**Respetando velocidades máximas.**

Alternativa. 1.	DISEÑO HIDRÁULICO DEL DESARENADOR CON COMPUERTA RADIAL CERRADA
Método 2.	Y OBRA DE TOMA ABIERTA.

Se aplicó la fórmula de Kennedy para determinar la velocidad máxima del Flujo en el Desarenador para que no genere problemas de Sedimentación, ni procesos de Erosión.

Diseño hidráulico del desarenador cerrado y obra de toma abierta.

Valor de (C).	0.6 adis.	Valor de (n)	0.014 adis
Tirante en el desarenador.	1.42 m	Velocidad del flujo al 80%.	0.59 m/s
Gasto en el desarenador.	Q = 2.52 m ³ /s	Elev. planilla desarenador	4.88 msnm
Elev. embalse para gasto calculado en el desarenador.	7.30 msnm	Ancho de planilla	3.00 m

4.4.2.4.- CÁLCULO DE LAS VELOCIDADES MÁXIMAS DE SEDIMENTACIÓN E EROSIÓN (MÉTODO DE KENNEDY).**Kennedy:**

V = Velocidad del flujo de sedimentación.

C = Coeficiente en función del tipo de sedimentos.

d = Tirante del flujo en el canal desarenador.

$$V = C d^{0.64}.$$

TIPO DE MATERIAL	
Sedimento arenoso fino de Punjab (India).	0.84
Tierra extremadamente finas de Egipto.	0.56
Sedimentos gruesos en general.	1.00
Arena liviana de poco peso.	0.54
Suelo arenoso.	0.59
Marga, limo arenoso.	0.64
Azolve más pesado.	0.70

COEFICIENTE A UTILIZAR.	C = 0.59
-------------------------	----------

En la práctica se considera el 80% del valor de la velocidad que se obtiene con la fórmula de Kennedy.

Yn	Pm	Área	Rm	n	V	Q	q	n	Yc
1.42 m	5.84 m	4.260 m ²	0.72 m	0.014	0.59 m/s	2.51 m ³ /s	0.838 m ³ /s/m	0.014	0.41 m

La Velocidad de $(0.59)(1.420^{0.64}) * 0.80 = 0.59 \text{ m/s} < \text{a la máxima recomendada de } 0.60 \text{ m/s.}$

4.4.2.5.- COMPUERTA RADIAL ABIERTA, OBRA DE TOMA CERRADA, ALTERNATIVA 2; MÉTODO 2, VELOCIDADES MÁXIMAS.

Respetando velocidades máximas.

Alternativa. 2. Método 2.	DISEÑO HIDRÁULICO DEL DESARENADOR CON COMPUERTA TOTALMENTE RADIAL ABIERTA Y OBRA DE TOMA CERRADA.
------------------------------	---

Es importante hacer notar que el manual de la S.A.R.H. (1980) acepta que se puedan tener velocidades máximas de **4.00 m/s a 6.00 m/s** en el canal de desfogue del desarenador; por lo que con base en los datos de diseño anteriores se obtuvieron los siguientes resultados:

Elevación plantilla del desarenador.	4.88 msnm
Velocidad máxima recomendada (Desarenador abierto).	4.00 m/s
Ancho del canal desarenador.	3.00 m
Elevación NAMO.	7.30 msnm
Tirante desarenador, para el gasto diseño O.T.	2.42
Coefficiente de rugosidad de Manning.	0.014

ANCHO m	TIRANTE m	AREA m ²	P m	Rh m	V m/seg	Q m ³ /s	So Mínima requerida.
3.00	2.42	7.26	7.84	0.93	4.00	29.04	So = 0.0035

Q m ³ /s	q m ³ /s/m	Yc m	Ac m ²	Pc m	Rhc. m	Vc m/s	Sc Pendiente crítica.
29.04	9.680	2.12	6.37	7.24	0.88	4.56	Sc = 0.00480

4.4.2.6.- CÁLCULO DE LA PENDIENTE DEL DESARENADOR.

Una condición importante para su diseño, es considerar la pendiente (**So**) mayor a la (**Sc**), al menos 3 veces, es decir; (**So >>> Sc**), con ello se debe garantizar y prevalece las condiciones críticas en el Canal (**yc, Bc, Vc, Sc**) para la remoción de material y limpieza, en resultados anteriores se propuso que la pendiente del canal de desfogue del desarenador se consideró **So >>> Sc = (0.0048 * 3) = 0.014**, por lo tanto, podemos considerar la **So = 0.014**. (CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

Los resultados anteriores nos indican, que el canal de desfogue del desarenador, tiene la capacidad de descarga y energía suficiente, para transportar los sedimentos depositados, garantizando que no existan problemas de ahogamiento.

Resumen:

ALTERNATIVA 1. MÉTODO 1. (FLUJO SUPERCRÍTICO, AGUAS ABAJO).

b (m)	Yn (m)	P (m)	A (m ²)	r (m)	n
3.00	0.604	4.21	1.81	0.431	0.014
V (m/s)	So	Q (m ³ /s)	q (m ³ /s/m)	Yc (m)	
4.303	0.014	7.800	2.600	0.883	

ALTERNATIVA 2. MÉTODO 1. (FLUJO SUPERCRÍTICO, AGUAS ABAJO).

b (m)	Yn (m)	P (m)	A (m ²)	r (m)	n
3.00	1.789	6.58	5.37	0.816	0.014
V (m/s)	So	Q (m ³ /s)	q (m ³ /s/m)	Yc (m)	
6.589	0.014	35.370	11.790	2.420	

ALTERNATIVA 2. MÉTODO 2. (RESPETANDO VELOCIDADES MÁXIMAS).

b (m)	Yn (m)	P (m)	A (m ²)	r (m)	n
3.00	2.426	7.85	7.28	0.93	0.014
V (m/s)	So	Q (m ³ /s)	q (m ³ /s/m)	Yc (m)	
5.986	0.0078	43.56	14.520	2.780	

ALTERNATIVA 2. MÉTODO 2. (RESPETANDO VELOCIDADES MÁXIMAS).

b (m)	Yn (m)	P (m)	A (m ²)	r (m)	n
3	2.130	7.26	6.39	0.88	0.014
V (m/s)	So	Q (m ³ /s)	q (m ³ /s/m)	Yc (m)	
4.545	0.014	29.04	9.680	2.122	

4.4.2.7.- CÁLCULO HIDRÁULICO, ELEVACIÓN MUROS DE SALIDA DEL DESARENADOR.



La elevación recomendable es de 1.0 m a 1.5 m aproximadamente a partir de la elevación del tirante de salida del desarenador, referente al muro que colinda con el Terreno Natural.

FIGURA 4.2.2.7.1
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

4.4.2.8.- CÁLCULO DE LA SUPRESIÓN.

Datos.	Largo	Ancho	Peralte	Peso W	
Puente-maniobras-Radial.	4.00 m	3.00 m	0.80 m	23.04 Ton	
Puente-maniobras-deslizantes.	1.30 m	2.00 m	0.60 m	3.74 Ton	
Pantalla obturadora Agujas.	9.02 m	3.00 m	0.30 m	19.48 Ton	
Losa de cimentación.	45.00 m	3.00 m	0.80 m	0.50 m	259.20 Ton

Datos	Largo	Corona	Base	Altura	Peso W	
Muros.	2	45.00 m	0.50 m	0.80 m	11.52 m	1,617.41 Ton
No. compuertas.	2	W = 0.641 Ton		W compuertas deslizantes.	W = 1.28 Ton	
No. compuertas.	1	W= 0.039 Ton		W compuerta radial	W=0.08 Ton	

Compuertas	H	B	% del peso	Pesos	
Deslizantes.	1.22 m	1.22 m	75% sobre el piso	W =0.06 Ton	
Radial.	2.50 m	3.00 m	25% sobre el pasador	W =0.02 Ton	
				W Malacate	0.78 Ton
				W Chumacera	0.641 Ton
Suma cargas verticales (sobre la Losa) =				1,921.89 Ton	

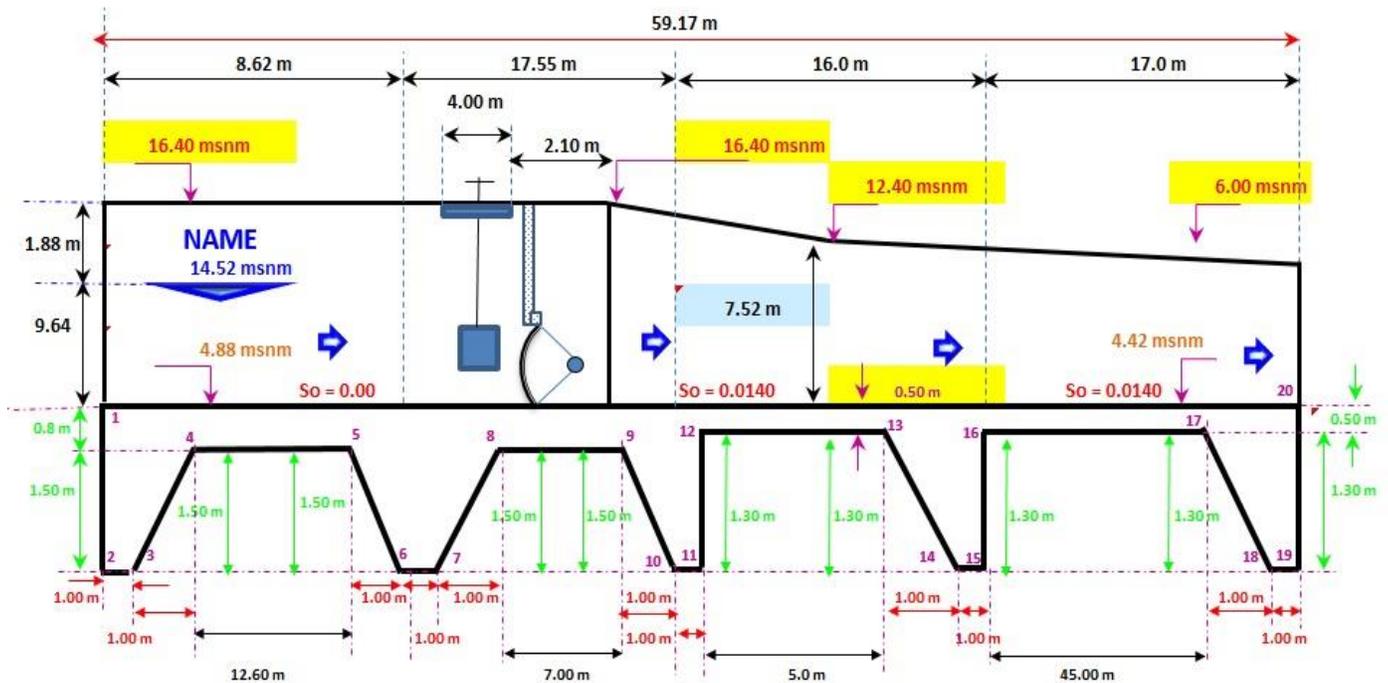


FIGURA 4.2.2.8.1
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

Longitud Vertical, L_v .	$L_v = 15.80 \text{ m}$
Longitud Horizontal, $L_H / 3$.	$L_h = 26.87 \text{ m}$
Longitud de Desarrollo del paso de Filtración, $L_V + L_H$.	$L_d = 42.67 \text{ m}$
Nivel del N.A.M.E.	14.52 msnm
Corona de la cortina.	7.10 msnm
Elevación de muros.	15.52 msnm
Altura de los muros.	12.24 m
El coeficiente del paso de filtración, Reducción al 0.10%.	
	$C = \frac{L}{h}$ $h = 12.04 \text{ m}$ $C = 3.54$

CRITERIO DE LANE:

CRITÉRIO DE (LANE).

MATERIAL.	VALORES DE "C".
Arena muy limpia o limo.	8.5
Arena fina.	7
Arena tamaño medio.	6
Arena gruesa.	5
Grava fina.	4
Grava media.	3.5
Grava gruesa incluyendo contos.	3
Boleos con cantos y grava.	2.5
Arcilla blanda.	3
Arcilla de consistencia media.	2
Arcilla dura.	1.8
Arcilla muy dura.	1.6

FIGURA 4.2.2.8.2

(Presas de Derivación, Ing. Octavio V. S., 1976)

Longitud de filtración necesaria:	$C = 3.50$	$L_d = 36.54 \text{ m}$
Long. de filtración compensada:		$L_c = 42.67 \text{ m}$

Longitud de desarrollo de paso de filtración < Long. Compensada

¡Correcto $L_d < L_c$, No hay Tubificación!

Carga hidráulica sobre la estructura:

$H(x+d) =$	10.44 m
------------	----------------

$$C = \frac{L_c}{H_x}$$

Relación de carga compensada:

C = 4.09

$$S_x = \left(H_x - \left(\frac{L}{L_c} \right) H_x \right) W_a$$

La Supresión en el punto aguas abajo de la compuerta es:

Sx =	Supresión a una distancia "x" (Kg/m²).	
Hx =	Carga hidráulica, en el punto "x" (m.) estudiado.	10.44 m
L =	Longitud compensada hasta el punto x. (m).	16.00 m
Lc =	Longitud compensada total del paso de filtración. (m)	42.67 m
Wa=	Peso volumétrico del agua.	1,000 Kg/m³
		Sx = 6,525.00 Kg/m²
		6.53 Ton/m²

Estructura con tirante.

Se considerará que dentro de la estructura se encuentra un tirante a la elevación **NAME**, esto es:

Tirante.	11.24 m
Supresión.	2.175 Ton
Peso del agua dentro de la estructura:	
W tirante.	1,517.40 Ton
ΣFv =	1,901.65 Ton

$$\text{Esfuerzo} = \frac{f_v}{\text{Área}}$$

Total = 3,419.05 Ton.

$$A_{(Losa)} = 135.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Esfuerzo} = 2.55 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$f_c = . 250 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$F_c = 0.45 f_c = 112.50 \text{ Kg/Cm}^2$$

¡C O R R E C T O (Esf = 2.55 < fc = 112.5)!

4.4.3.- CÁLCULO, CURVAS T-G, T-V, TIRANTES-GASTOS, TIRANTES-VELOCIDADES.

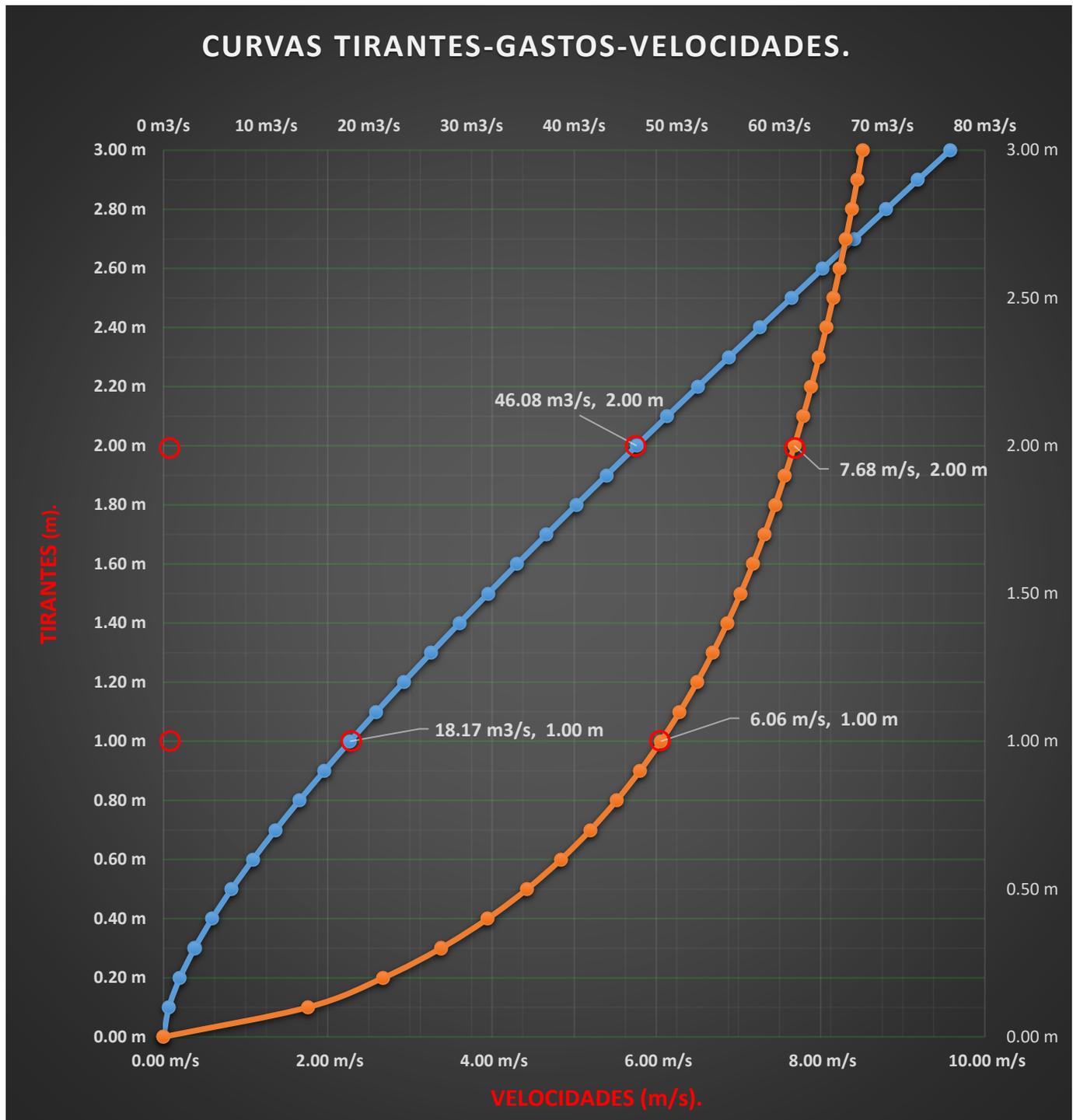


FIGURA 4.4.3.1
(Presas de Derivación, Ing. Octavio V. S., 1976)

Por medio de estas Gráficas: Tirantes-Velocidades, Tirantes-Gastos, se sabrá rápidamente, el gasto de operación más conveniente del gasto de operación que hay en el canal, para su limpieza.

4.4.4.- CÁLCULO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA, CÁLCULO ESTRUCTURAL DE LA LOSA ENTREPISO PARA LA OPERACIÓN DE AGUJAS OBTURADORAS EN MADERA, CONSIDERANDO CANAL ABIERTO O CERRADO.

ANÁLISIS DE LA PANTALLA (CARGA MÁXIMA).	
DATOS :	ELEVACIONES
NAME.	15.40 msnm
Elev. Cierre de compuerta.	7.38 msnm
Elev. Muro encauce.	16.40 msnm
Elev. Losa de maniobras.	7.88 msnm
Elev. Umbral desarenador.	4.88 msnm
Ancho vano (pantalla).	3.0 m
Peralte de pantalla.	0.30 m
Peralte de losa entrepiso (vano).	0.30 m
Ancho de losa entrepiso (vano).	1.50 m

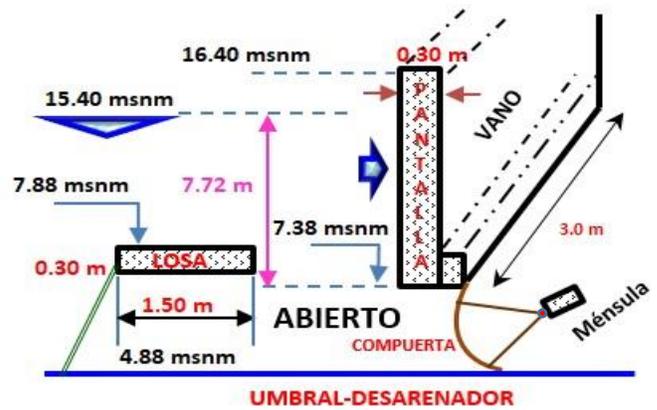


FIGURA 4.4.4.1
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

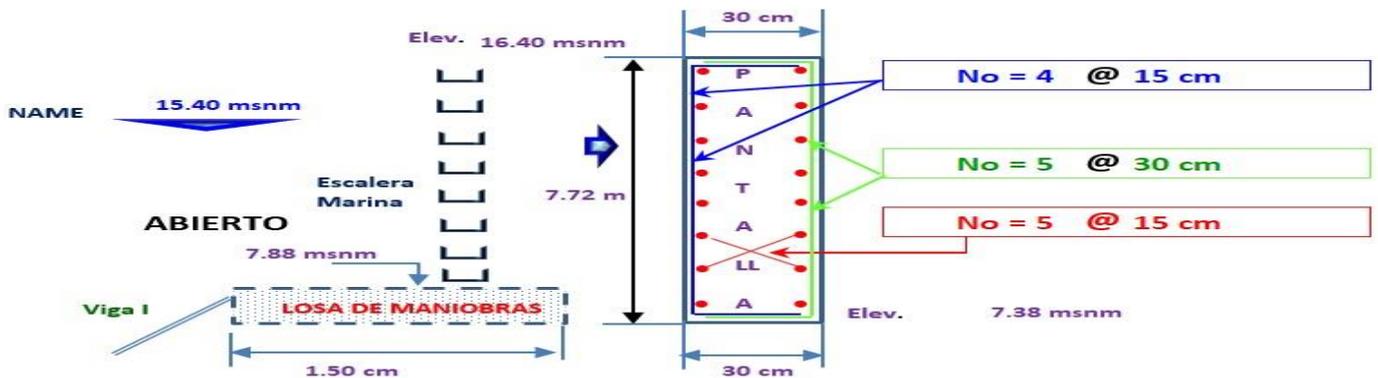


FIGURA 4.4.4.2
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

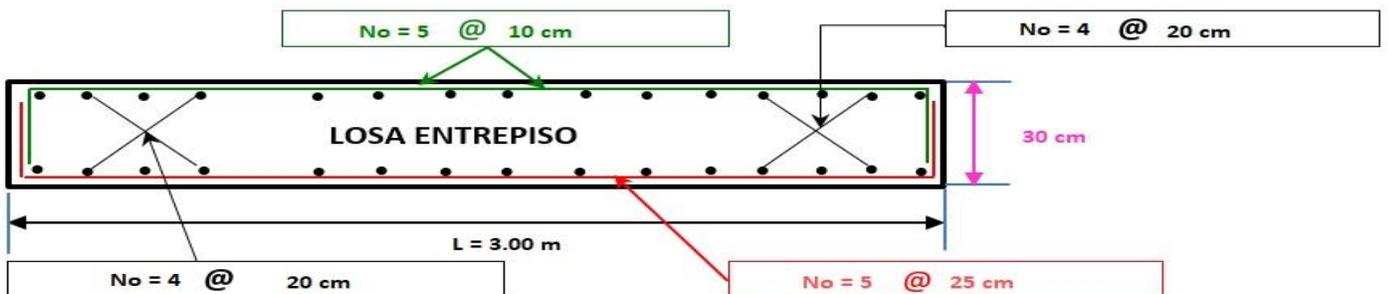


FIGURA 4.4.4.3
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

4.4.5.- CÁLCULO ESTRUCTURAL DE LA VIGA DE MADERA (AGUJAS) Y VIGA DE ACERO IPR.

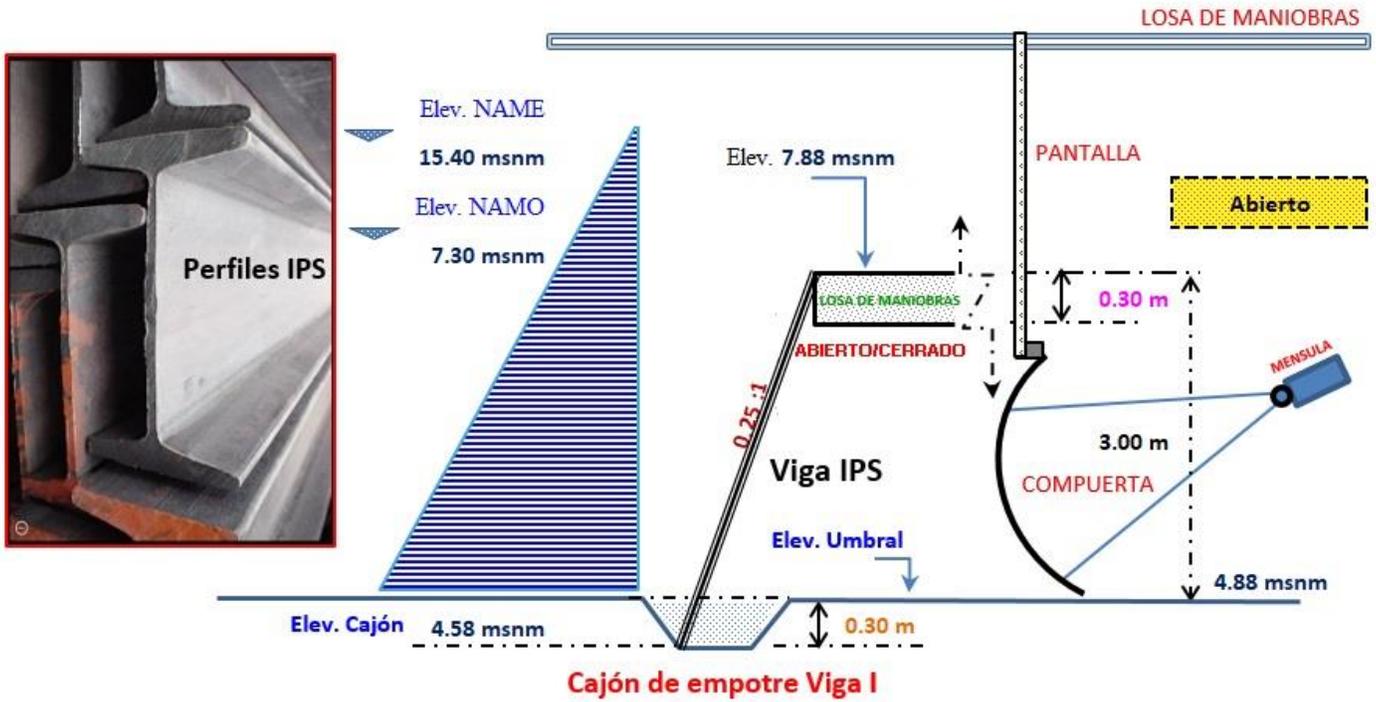


FIGURA 4.4.5.1
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

$$R_A = \frac{(2P_1 + P_2)}{6}$$

$$R_A = \frac{(2P_1 + P_2)}{6}$$

$$X = \frac{L}{P_2 - P_1} \left[-P_1 + \sqrt{\frac{1}{3}(P_1^2 + P_1P_2 + P_2^2)} \right]$$

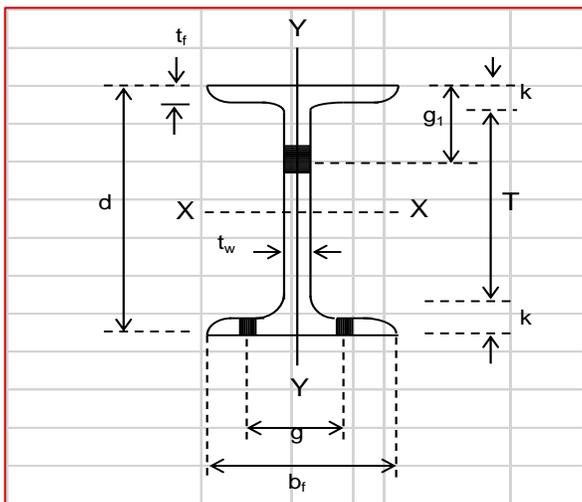


FIGURA 4.4.5.2
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

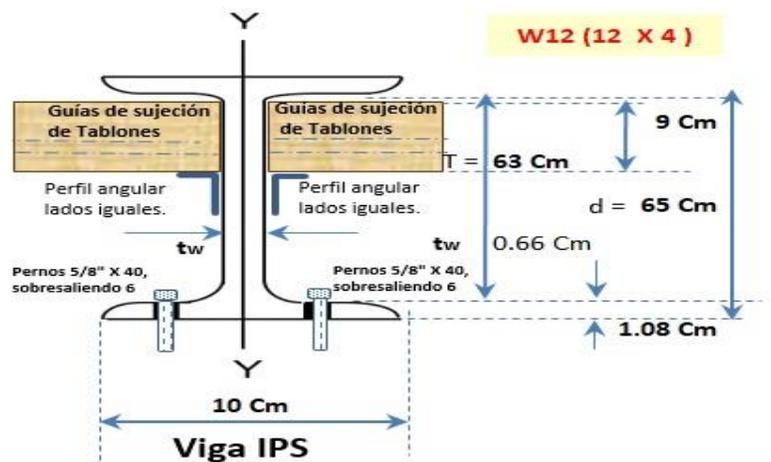


FIGURA 4.4.5.3
(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

Espesor = 3.54 Pulgas

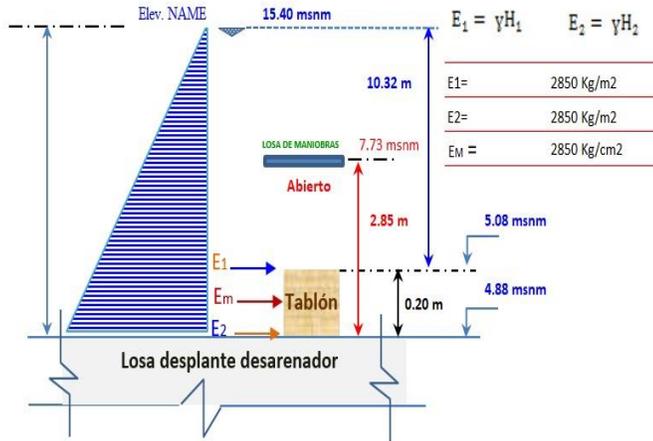
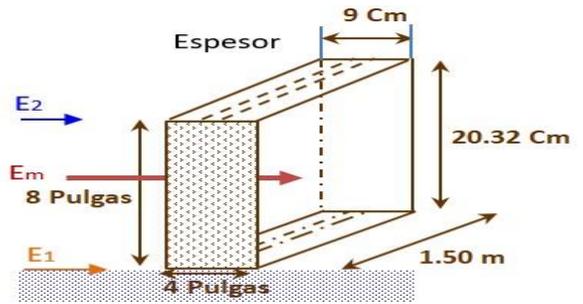


FIGURA 4.4.5.4

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)



DATOS:

NAME.	15.40 msnm
Desplante-A.	4.88 msnm
Carga Max.	3.15 m
Peralte.	3 ½ pulgas

FIGURA 4.4.5.5

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)



(CONAGUA, Presa Miguel Hidalgo, Sin., 2008)

FIGURA 4.4.5.6



(CONAGUA, Presa Miguel Hidalgo, Sin., 2008)

FIGURA 4.4.5.7



FIGURA 4.4.5.8
(CONAGUA, Presa Miguel Hidalgo, Sin., 2008)

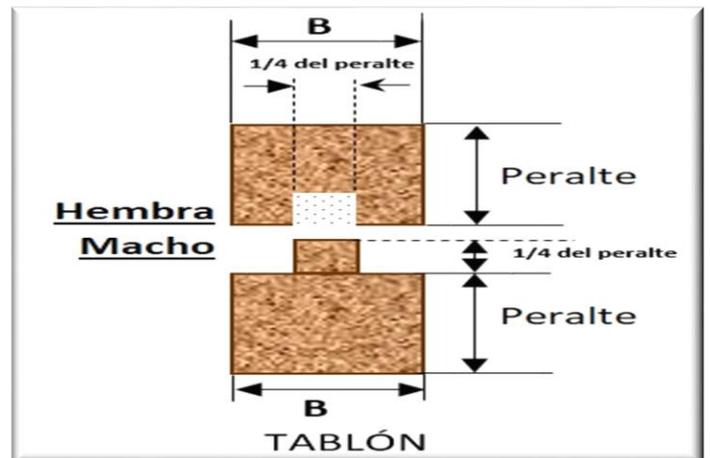


FIGURA 4.4.5.9

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

AGUJAS DE MADERA.

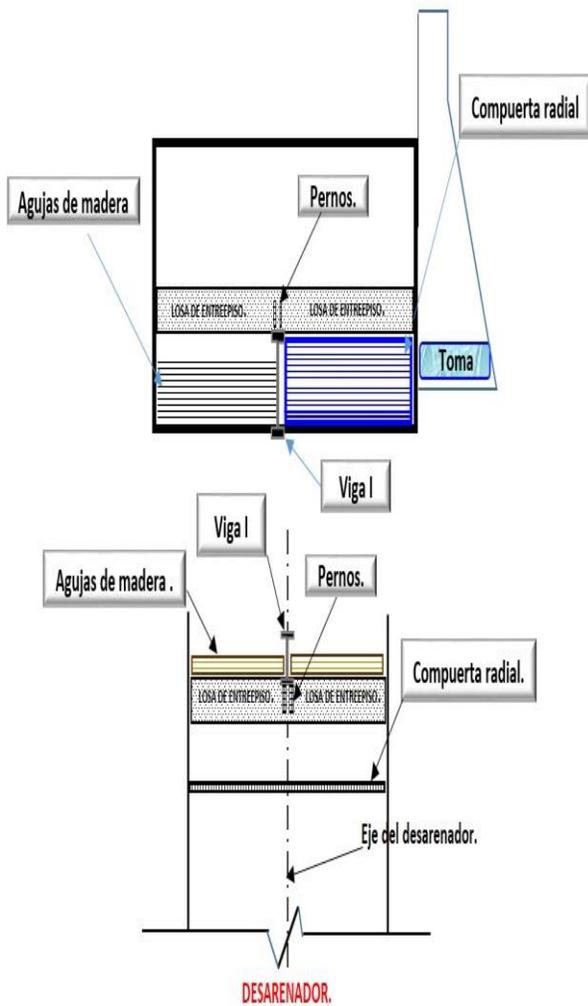


FIGURA 4.4.5.10

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

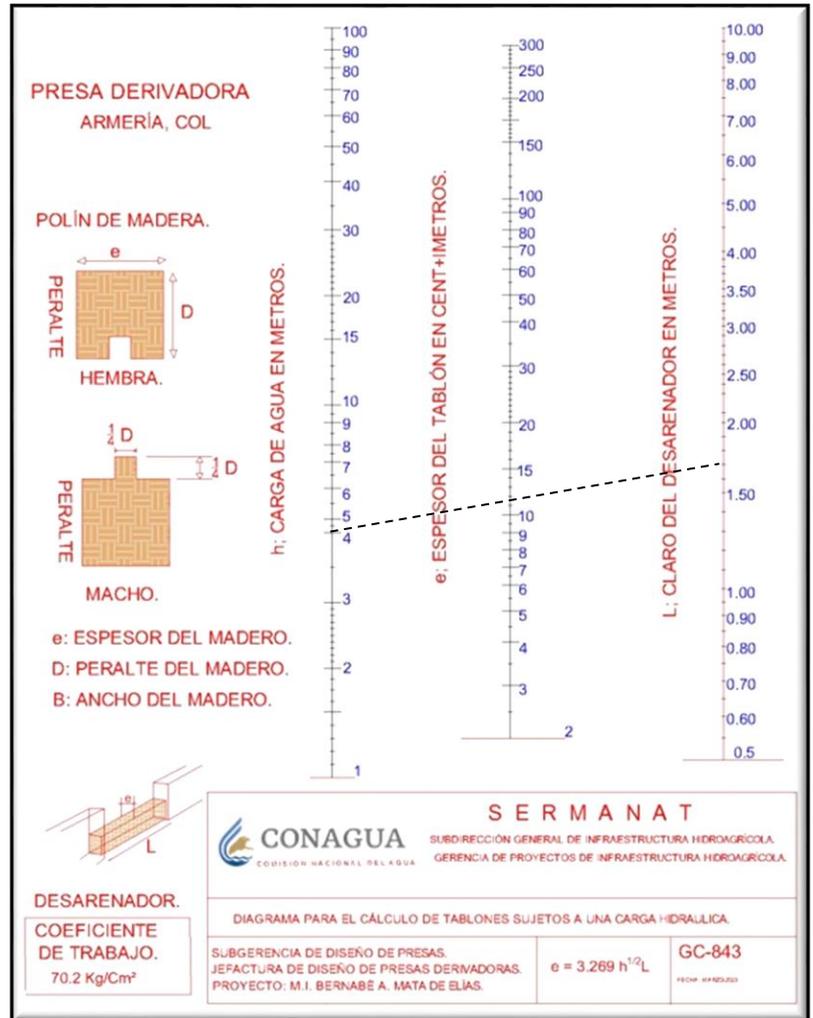


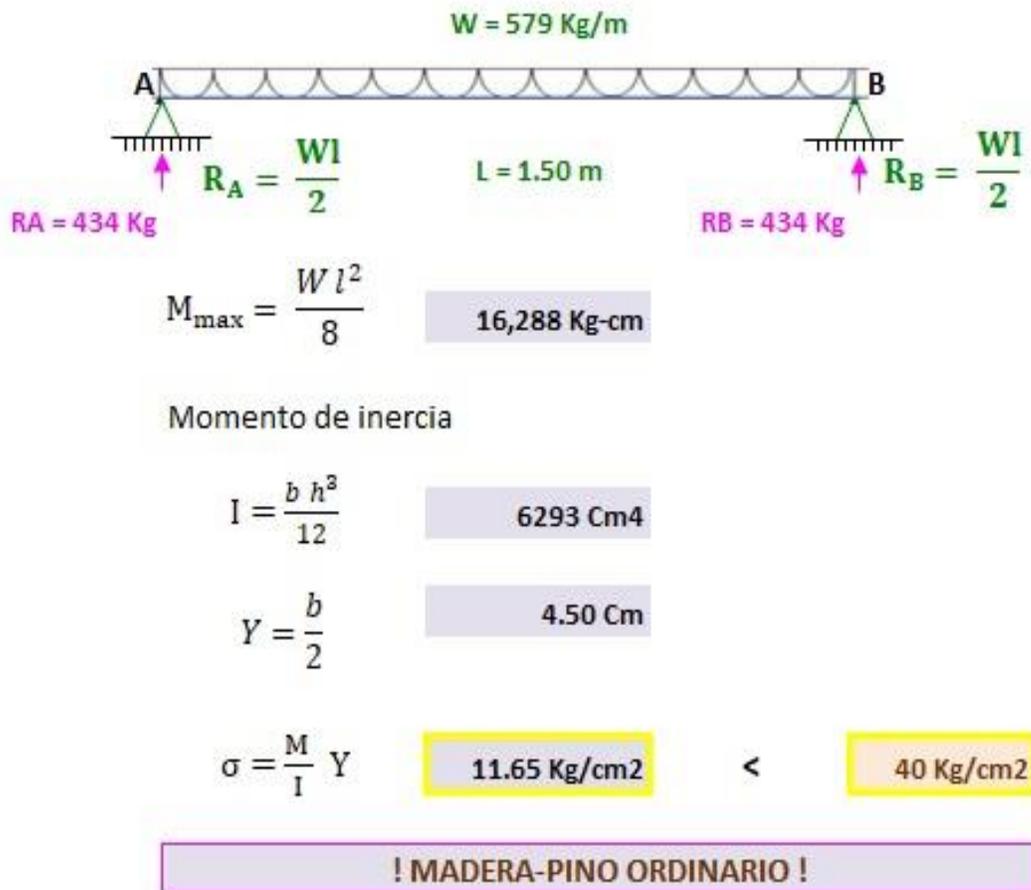
FIGURA 4.4.5.11

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

Para obturar el canal desarenador, se emplean preferentemente las compuertas radiales, porque facilitan la abertura y cierre en el canal con cierta frecuencia y por economía las agujas de madera por su poca efectividad y dificultad de manejo sobre todo, en el momento en que se presentan las crecientes han quedado en desuso, cuando el canal desarenador resulta más o menos ancho y por razones económicas puede dividirse su anchura en 2 tramos separados por una **Viga I**, que por medio de ranuras en los muros, se deslizan los maderos.

Si se recomienda la instalación de compuertas o mejor dicho dejar la preparación para poder instalarlas inmediatamente aguas arriba de la compuerta radial con el objeto de cerrar el paso de agua eventualmente, cuando por alguna circunstancia sea necesario hacer reparaciones a la compuerta radial, las compuertas radiales que se instalan en un desarenador pueden ser con pantalla o sin ella, esta decisión, nos obliga a tomar otra decisión, la compuerta radial puede ser sumergida o libre, las compuertas con pantalla son preferidas porque ofrecen un mejor control en el escurrimiento del desarenador y en el vertedor, menos probabilidades de arrastre de cuerpos flotantes hacia el canal que pueden obturar o deteriorar las compuertas por el lado de aguas abajo, estas compuertas con pantalla generalmente están diseñadas con carga de agua mayor que su propia altura, es decir se consideran sumergidas.

CARACTERÍSTICAS.	RESISTENCIA A LA TRACIÓN.		RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN.		
	Tipo	Peso Kg/m ³	Esfuerzo a la Ruptura (Kg/Cm ²)	Esfuerzo de Trabajo (Kg/Cm ²)	Esfuerzo a la Ruptura (Kg/Cm ²)
Haya	730	800	80	600	75
Fresno	680	1200	120	660	75
Roble recio	700	800	80	650	70
Roble blando	700	600	60	400	45
Pino resinoso Melis	650	700	70	480	68
Pino ordinario	470	650	50	400	40



Las compuertas sin pantalla están diseñadas para que el agua brinque sobre ellas, lo que consideramos que trabajan libremente, cuando se usan compuertas sin pantalla, el labio superior de la compuerta estando cerrada, deberá coincidir con la elevación de la cresta vertedora y cuando se usen compuertas con pantalla, la elevación de la cresta coincidirá con el labio inferior de la pantalla, en este caso la compuerta deberá ser más alta en unos 10 o 15 cm que la altura del orificio con el fin de efectuar un buen cierre.

4.4.6.- DISEÑO ESTRUCTURAL, (CONDUCTO ABIERTO O CERRADO).



FIGURA 6.4.6.1

(CONAGUA, Presa Jala, Col., 2014)

NAME.	15.40 msnm
Elev. Muros de encauce.	16.40 msnm
Elev. del vano de la estructura.	4.88 msnm
Elev. del terreno natural (M.I)	14.00 msnm
Elev. Cresta vertedora.	7.30 msnm
Elev. Desplante cresta vertedora.	1.30 msnm
Elev. Desplante muros de encauce.	2.58 msnm
Elev. de la nariz de la pantalla.	7.38 msnm
Peralte preliminar de pantalla.	0.30 m
Carga hidráulica sobre la cortina.	8.10 m
Ancho del vano del desarenador.	3.00
Peralte preliminar de muros, base.	0.90
Peralte preliminar de muros, corona.	0.30 m
Peralte preliminar de losa maniobras.	0.50 m
Peralte preliminar de losa umbral.	0.90 m
Bordo libre arriba del NAME.	1.00 m

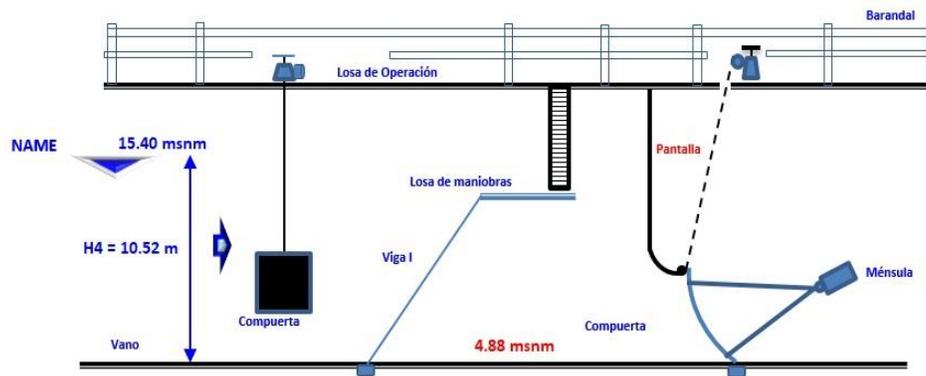


FIGURA 4.4.6.2

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)



FIGURA 4.4.6.3

(CONAGUA, Presa Vaso de Cristo, Edo. Mex., 2021)



FIGURA 4.4.6.4

(CONAGUA, Presa Vaso de Cristo, Edo. Mex., 2021)

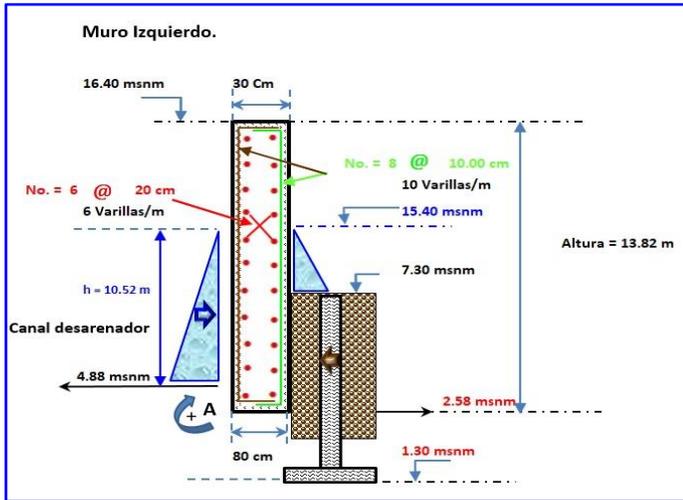


FIGURA 4.4.6.5

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

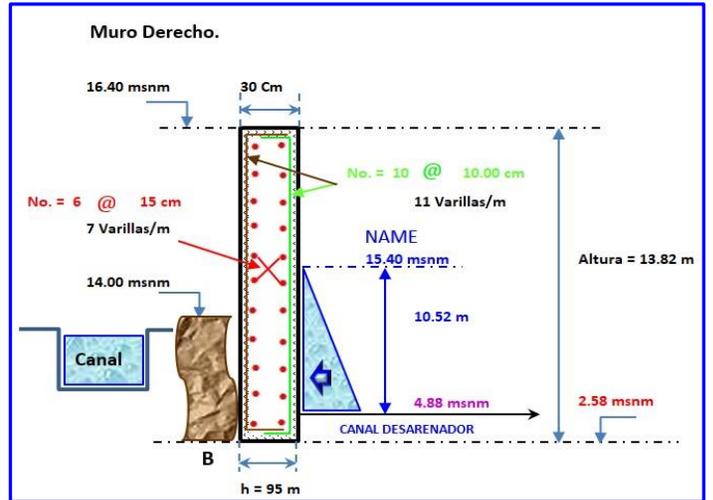


FIGURA 4.4.6.6

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

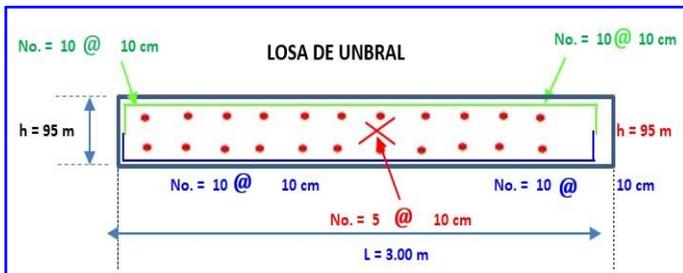


FIGURA 4.4.6.7

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

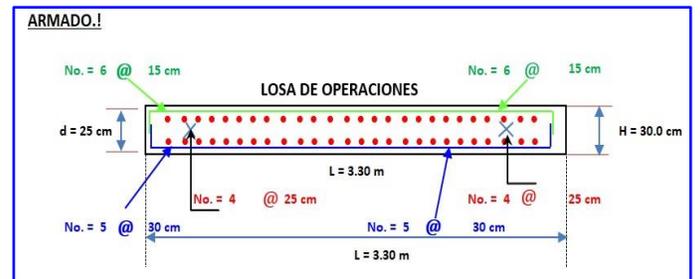


FIGURA 4.4.6.8

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

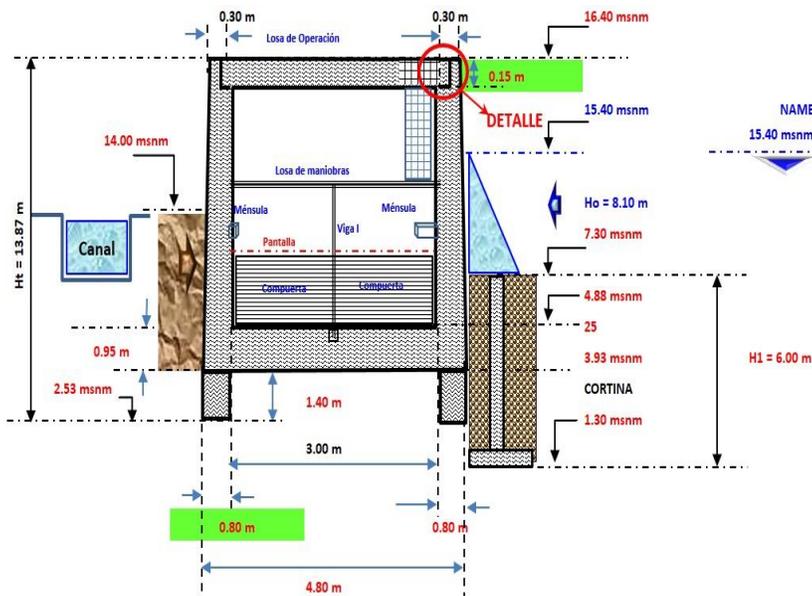
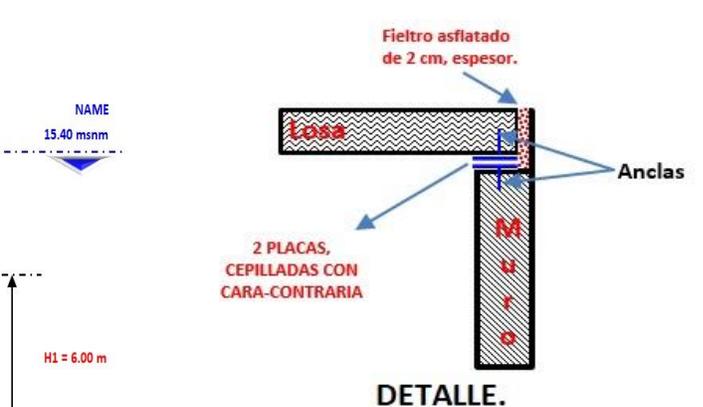


FIGURA 4.4.6.9

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)



DETALLE.

FIGURA 4.4.6.10

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

4.4.7.- CÁLCULO ESTRUCTURAL DE LA MÉNSULA DE APOYO DE LA COMPUERTA RADIAL.

Nivel del agua.	15.40 msnm
Umbral.	4.88 msnm
Elev. Nariz.	6.78 msnm
Elev. Perno.	6.77 msnm
Carga al NAME.	H = 10.52 m

DATOS:	
A =	2.50 m
B =	3.00 m
R =	3.00 m
Perno =	1.89 m

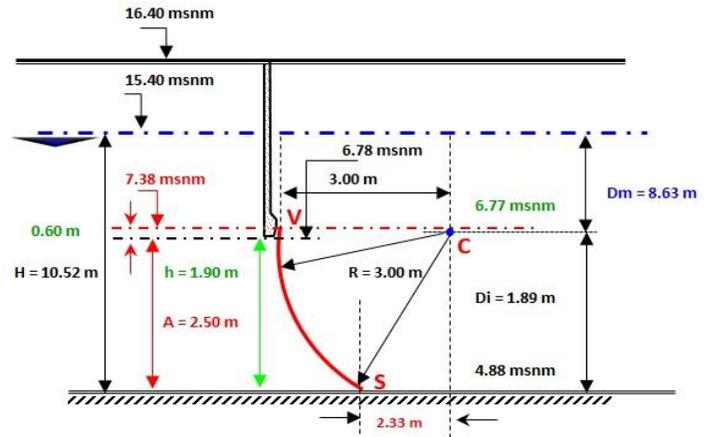


FIGURA 4.4.7.1

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)



FIGURA 4.4.7.2

(CONAGUA, Presa Vaso de Cristo, Edo. Mex., 2021)

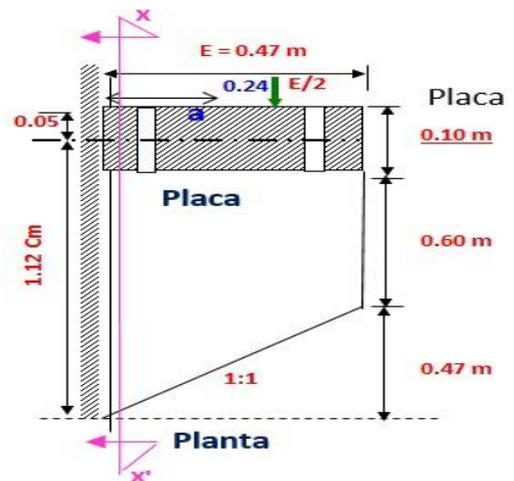


FIGURA 4.4.7.3

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)



FIGURA 4.4.7.4

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)



FIGURA 4.4.7.5

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

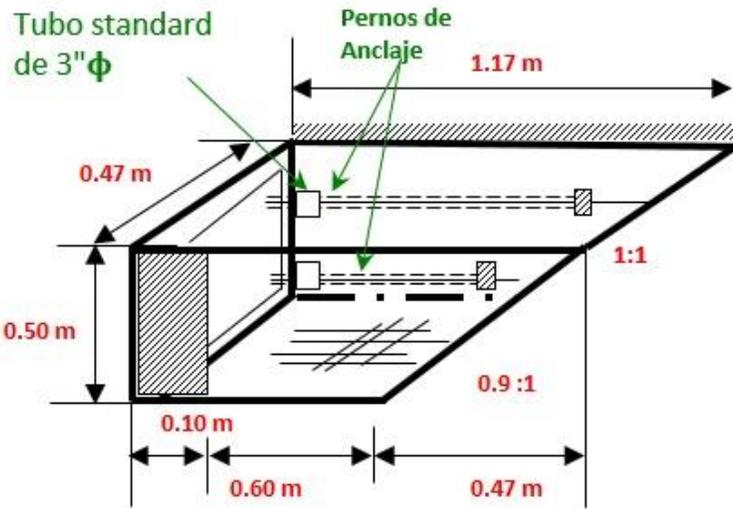


FIGURA 4.4.7.6

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

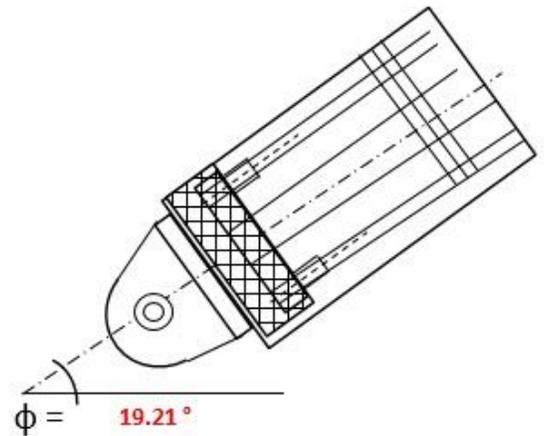


FIGURA 4.4.7.7

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

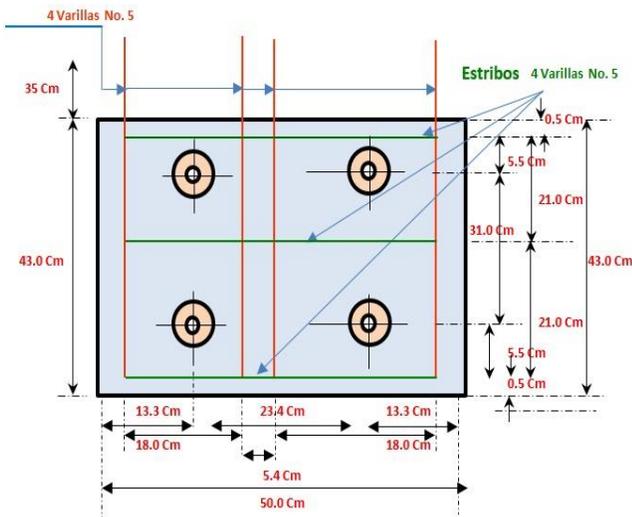


FIGURA 4.4.7.8

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

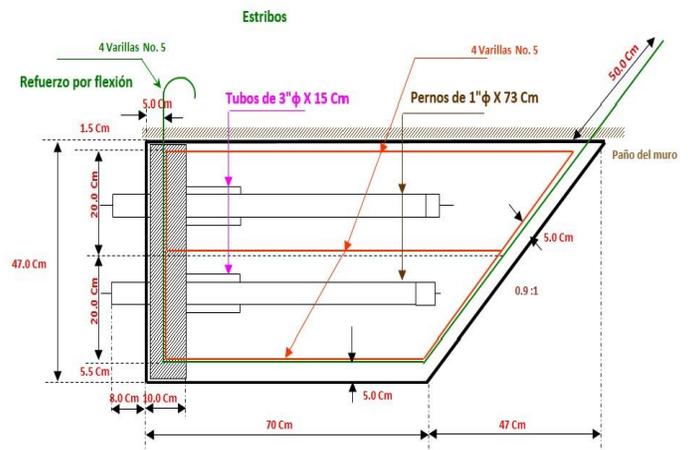


FIGURA 4.4.7.9

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

Para ubicar el mecanismo o malacate elevador de las compuertas radiales, se debe pensar que dada la forma de trabajar de estas compuertas en gran parte los esfuerzos que se requieren para elevarla, dependen de la ubicación del asa donde se jale la compuerta.

Los menores esfuerzos en el cable se presentan, cuando este sea tangente a la hoja de la compuerta, prácticamente esto es posible cuando la oreja está situada en la parte superior de la compuerta, ahí es ideal porque la posición cambia a medida que se va elevando la compuerta, solo existen dos formas de ubicar el mecanismo elevador estando el asa en el labio inferior o superior de la compuerta.

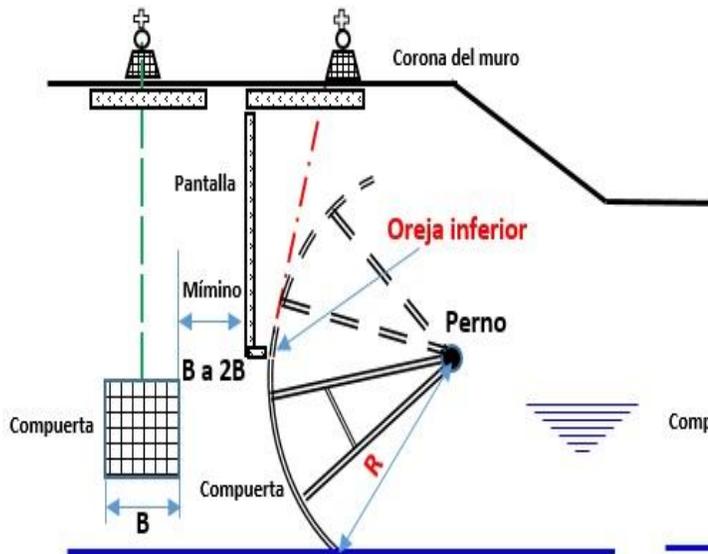


FIGURA 4.4.8.0

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

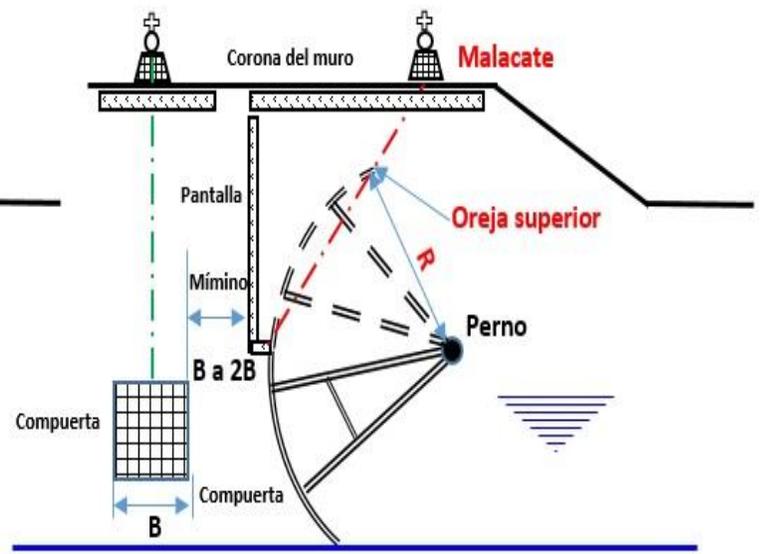


FIGURA 4.4.8.1

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

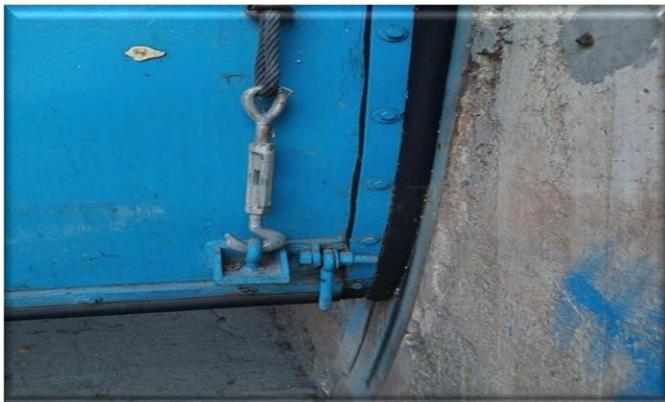


FIGURA 4.4.8.2

((CONAGUA, Presa Vaso de Cristo, Edo. Mex., 2021)



FIGURA 4.4.8.3

(CONAGUA, Presa Vaso de Cristo, Edo. Mex., 2021)



FIGURA 4.4.8.4

(CONAGUA, Presa Vaso de Cristo, Edo. Mex., 2021)

COMENDACIONES GENERALES.



FIGURA 4.4.8.5

(CONAGUA, Presa Vaso de Cristo, Edo. Mex., 2021)

Para el diseño del desarenador, hay que tomar en cuenta tres aspectos fundamentales, considerar la operación de las compuertas de la Obra de toma y de la compuerta radial, el canal desarenador en primer lugar se deberá propiciar un fácil acceso del agua a su canal y por otra parte a su descarga que deberá ser libre, considerar los parámetros de velocidad fijados por SARH de oscilan entre **0.25 a 0.70 m/s**, para definir el ancho del canal, es indispensable considerar que sin la necesidad de que se presente una avenida, es decir que la presa vierta en un momento dado, se garantice que el desarenador tendrá la energía suficiente para limpiar de sedimento en el canal desarenador, evitando en sí que ingrese a la obra de toma y posteriormente a los canales de riego, esta velocidad no debe ser **mayor a los 4 m/s**, para evitar la erosión propia del canal.

Colocar los filtros después de la compuerta radial, con el objeto que reduzcan la supresión que existe debajo de la losa del desarenador, si es necesario colocar pantalla para dar mantenimiento a la compuerta radial, considerar agujas obturadoras de madera, colocando una hembra y macho en su superficie de contacto, para que la presión del agua no se traspase entre los maderos, inutilizando su función, la elevación de las ménsulas de apoyo de la compuerta radial, colocarlas por arriba del flujo, con el objeto cuando esta abra para su operación se evite la humedad que afecte y produzca la corrupción, los pisos de operación de compuertas deberán estar con margen de seguridad de **1.0 arriba de NAME**, para poder operar cuando se presente la avenida de diseño.



FIGURA 4.4.8.6

(CONAGUA, Presa Vaso de Cristo, do. Mex., 2021)

El desarenador puede ser calculado como una sección monolítica o sección una abierta en forma de (U), la ventaja de uno sobre otro, radica en que los momentos resultantes del análisis de la estructura, transmiten un momento mayor a la losa de operaciones, lo que nos da como resultado un peralte mayor, si consideramos una sección tipo U, la losa obtendrá un momento por las cargas de operación, por ende su peralte también es menor, si se opta por esta solución es necesario colocar placas arriostras en sentido opuesto que se colocaran en su apoyos, ancladas a los muros, con el objeto de absorber los deslizamientos longitudinales por dilatación de la losa y sobre todo los deslizamientos por causa de sismo.

4.5.- OBRA DE DESVÍO.



FIGURA 4.5.1

(CONAGUA, Presa Abrevadero, Mor, 2014)

Para escoger el mejor sistema de derivación o desvío se debe tomar en cuenta los siguientes factores:

- 1.- Características de la corriente.
- 2.- Tamaño y frecuencia de la avenida.
- 3.- Tipo de desvío.

1).- Características de la corriente.

El conocimiento del régimen de la corriente servirá para determinar, los gastos máximos, mínimos y la frecuencia que estará sujeta la estructura de desvío por construir, con el objeto de programar en que meses será el tiempo más adecuado para el inicio de actividades de la construcción de la obra.

2).- Tamaño y frecuencia de la avenida.

En la realización de los proyectos de derivación o desvío, por lo general no es económicamente posible hacer un proyecto para derivar la mayor avenida que haya ocurrido en el emplazamiento, por lo que es importante tomar el valor de la avenida y su periodo de retorno, porque de la magnitud de esta dependerán las dimensiones y tipo de estructura que se adopte para su control, por lo tanto; se tomaran como base las normas pertenecientes a la Comisión Nacional del Agua, donde se recomienda para obras de desvío temporal, para presas pequeñas periodos de retorno **Tr entre 10 y 25 años**, tomando el **Tr = 25 años**.

3).- Tipo de desvío.

El método o tipo para derivar o desviar las avenidas durante la construcción, depende de la magnitud de la avenida, de las características físicas del emplazamiento, del tipo de presa que se va a construir, de la naturaleza de las obras auxiliares y de la probable secuencia de las operaciones de construcción, la obra de desvío se calculó mediante el análisis hidráulico para una sección trapecial o sección rectangular, que es una alternativa de tajo de desvío, considerando el gasto correspondiente del periodo de retorno, se utilizaran los métodos del paso directo, flujo gradualmente variado con un perfil de flujo Subcrítico en dirección aguas arriba.

El diseño de la sección hidráulica utiliza los criterios de una presa de enrocamiento, cuya construcción se basa en una masa de piedras sueltas, de diferentes tamaños y con un corazón impermeable, el criterio en si define; de acuerdo a la altura de la ataguía, el ancho de la corona del bordo.

4.5.1. CÁLCULO HIDRÁULICO DE LA ATAGUÍA.

Gasto diseño.	Cortina.
Q = 3,763 m³/s	100.00 m
S = 0.003	7.30 msnm

Tr	Q	B	dc	A	$\frac{Q^2}{g}$
años	m³/s	m	m	m²	
100	3,763 m³/s	70	6.3463	504.65	1,443,442.3
Vc	Pc	Rc	Sc	T	$\frac{A^3}{T}$
m/s	m	m		m	
7.46	92.88	5.43	0.01179	89.04	1,443,442.3

Q =	3,763.00 m ³ /s
Y =	6.35 m
V =	7.46 m/s
b =	70.00 m
taludes	1.50
Pendiente	0.0029
Cadenamiento	0+000

Q =	3,763.00 m ³ /s
Y =	7.87 m
V =	5.84 m/s
b =	70.00 m
Taludes.	1.50
Pendiente.	0.0029
Cadenamiento.	0+100

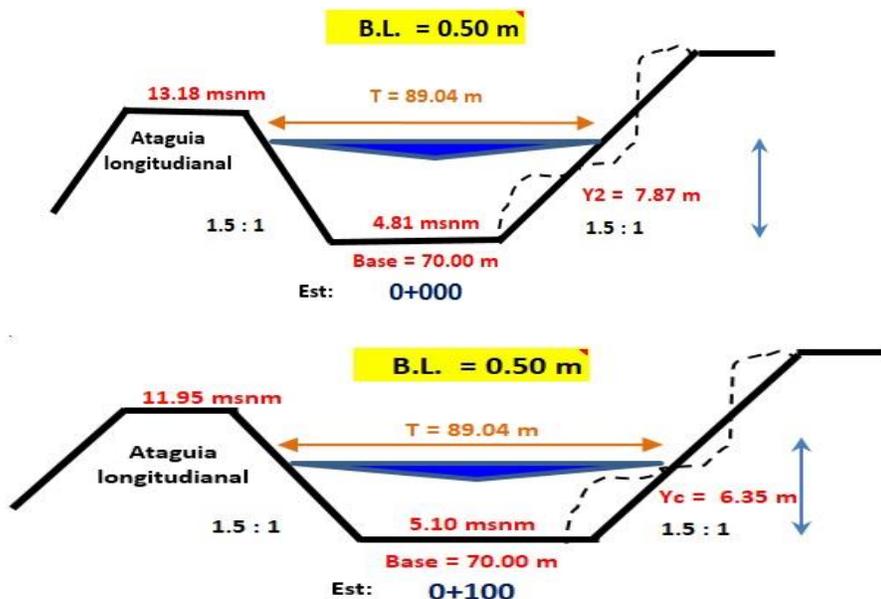


FIGURA 4.5.1.1

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

4.5.2.- DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA ATAGUÍA.

Utilizando los criterios de una presa de enrocamiento, que son construidas por una masa de piedras sueltas, cuyo tamaño puede variar los 10 cm hasta una dimensión muy grande que se puede colocar con equipos mecánicos que se dispongan en el lugar de la obra, para lo cual tenemos 3 (tres) elementos muy importantes.

Un dique de roca sin acomodar que forma la masa principal de la ataguía en el talud mojado y una losa impermeable que puede ser de madera, lámina de acero o de concreto armado sobre la piedra acomodada que constituye el elemento impermeable.

La piedra acomodada sirve como miembro semi-rígido entre la losa de concreto rígido y la otra sin acomodar expuesta a sufrir asentamientos en varias direcciones, sirve también para proporcionar un apoyo uniforme a la losa.

El diseño correcto de la losa de concreto armado no es posible, tomando en consideración los esfuerzos distintos que se pueden esperar y no proveer en un punto de la losa, por eso es que el fierro se coloca en el centro; en lo que respecta a las juntas de dilatación se ha observado que no trabajan en forma eficiente por no estar colocada la losa sobre el enrocamiento libremente pues siempre se amolda a los huecos o salientes de las piedras, lo que da lugar a cuarteaduras a muy poca distancia de las juntas de dilatación, además la losa tiene en general esfuerzos de compresión por la presión del agua, haciendo que las juntas de dilatación trabajen como juntas de construcción teniendo a cerrarse y no abrirse, por lo que como una opción no se coloquen estas juntas.

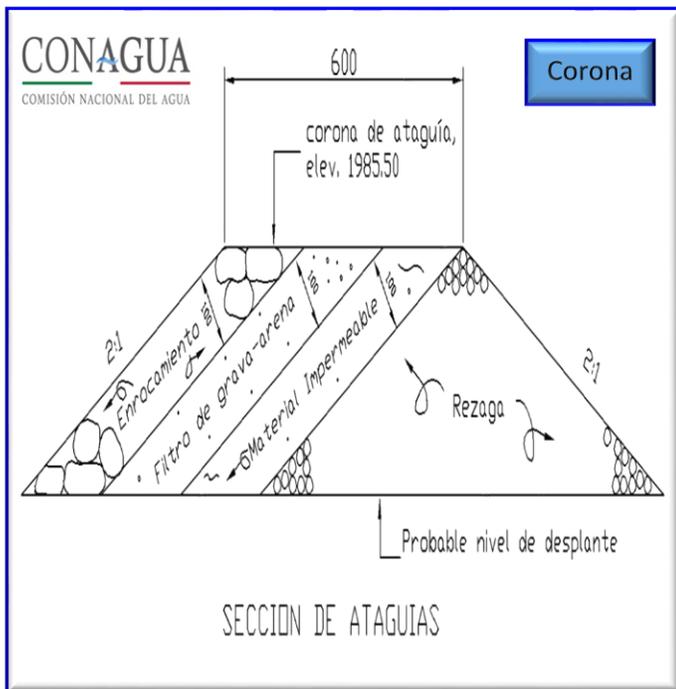


FIGURA 4.5.2.1

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

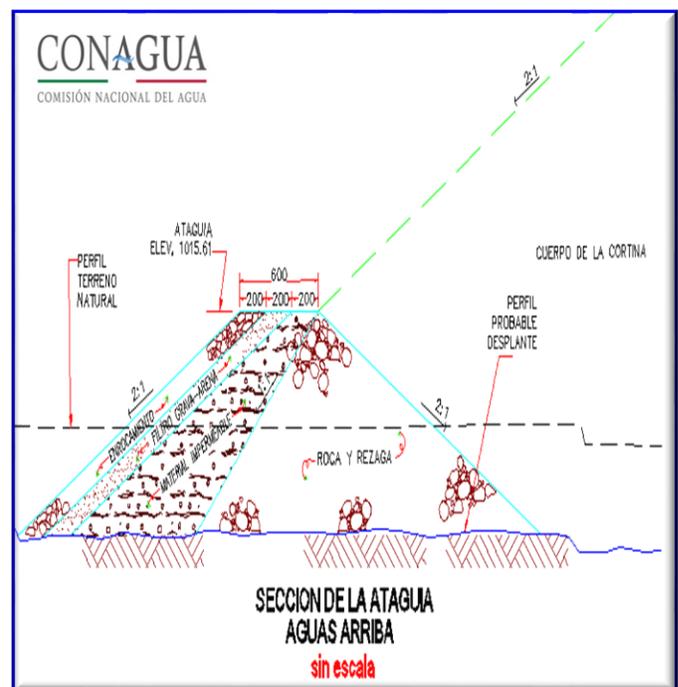


FIGURA 4.5.2.2

(CONAGUA, Ing. Bernabé M., 2023)

4.5.3.- FACTOR DE SEGURIDAD.

El análisis detallado sobre la estabilidad de taludes se basa en la suposición de que la falla se verifica a lo largo de un arco de círculo; esta hipótesis es aplicable en forma particular a cortinas de tipo homogéneo u homogéneo modificado.

En virtud de que una aplicación correcta del análisis de estabilidad por el método del arco del círculo de deslizamiento implica una experiencia en su manejo y además de cálculo muy laboriosos, se ha considerado conveniente simplificar el procedimiento del análisis recurriéndose para ello las gráficas de **D.W. TAYLOR**.

$$H_c = \frac{N_s C}{\gamma}$$

Siendo:

H_c = Altura crítica.

C = Cohesión.

γ = Peso volumétrico húmedo, (Correspondiente a la prueba).

N_s = Coeficiente de estabilidad que es un número sin dimensiones cuyo valor depende de la pendiente del talud y del factor de profundidad n_d .

n_d = Factor de profundidad que es la relación entre la distancia de la Corona de la cortina al terreno firme de la cimentación ($n_d H$) y la distancia de la corona de la cortina a su desplante (H).

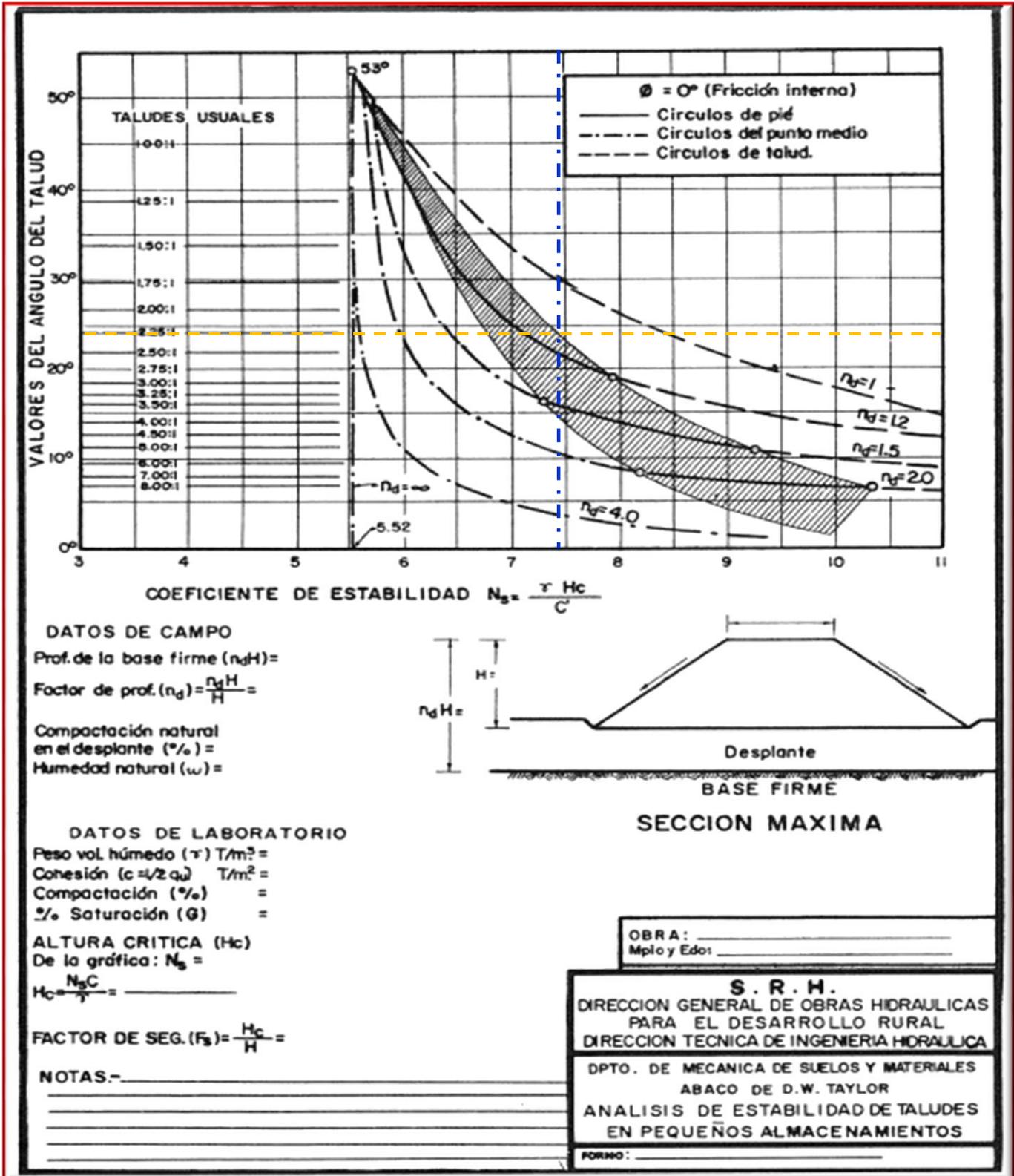


FIGURA 4.5.3.1

(SRH, Pequeños almacenamientos., 1976)

El **Abaco de D.W. Taylor**, para secciones homogéneas de suelos cohesivos, elaborado en función del ángulo que el talud forma con la horizontal y el factor de profundidad.

Consistencia	Identificación de campo	Resistencia a la compresión simple q_u (tons/m ²)
Muy blanda	El puño puede penetrar en ella fácilmente varios centímetros.	menos de 0.25
Blanda	El pulgar puede penetrar en ella fácilmente varios centímetros.	0.25 a 0.50
Media	El pulgar con esfuerzo moderado puede penetrar en ella varios centímetros.	0.50 - 1.00
Firme	El pulgar se encaja fácilmente pero sólo penetra con gran esfuerzo.	1.00 - 2.00
Muy firme	La uña del pulgar se encaja fácilmente.	2.00 - 4.00
Dura	La uña del pulgar se encaja con dificultad.	mayor de 4.00

FIGURA 4.5.3.2

(SRH, Pequeños almacenamientos., 1976)

DATOS:

Altura = 6.0 m

Talud= 2.74:1

Profundidad (nd) = 1.20

Peso Volumétrico Húmedo = 1.80 Ton/m³

$$n_d = \frac{n_d H}{H}$$

$$C = \frac{1}{2} q_u$$

$$H_c = \frac{N_s C}{\gamma}$$

nd = 1.20 m; Ns = 7.50 m, q= 4.0 Ton/m², Cohesión = 2.0 Ton/m², Hc = 8.78 m,

El factor de seguridad mínimo está expresado por la siguiente ecuación, siendo H, la altura máxima de la cortina desde su desplante, el factor seguridad mínimo que se recomienda para pequeños almacenamientos es de 1.3

$$f_s = \frac{H_c}{H} = 1.46 > 1.3, \text{ por lo tanto es correcto.}$$

Si, nd > 4

El talud se desliza por un círculo de punto medio, tangente a la base firme, cualquiera que sea el valor de B

Si, 4 > nd > 1

La falla se produce por un círculo de talud, si el punto que representa los valores de (nd, B), se encuentra por encima del área sombreada, Si el punto se encuentra dentro del área sombreada, el círculo crítico es un círculo de pie. Si el punto se encuentra debajo del área sombreada, el talud rompe por un círculo de punto medio tangente a la base firme.

RECOMENDACIONES GENERALES.



FIGURA 4.5.3.3

(CONAGUA, Presa Abrevadero, Mor, 2004)

Cuando el régimen del escurrimiento es permanente, o cuando la construcción va tener un periodo de construcción mayor a **2 años o más**, se debe disponer de una Obra de desvío para poder controlar el escurrimiento del río durante el tiempo que se lleve a cabo la construcción de la presa.

Esta Obra consiste en interponer un cambio del sentido del escurrimiento de un lado a otro, en algunos casos en un traslado de todo el caudal del río fuera de su cauce natural, este tipo de obra es temporal en la presa inutilizándola una vez que se hayan terminado los trabajos.



FIGURA 4.5.3.4

(CONAGUA, Presa Abrevadero, Mor, 2004)

Dentro de los factores utilizados para su diseño son; los Estudios Hidrológicos, Geológicos y Geotécnicos, estos estudios definen que tipo de Obra de desvío que es aconsejable hacer, por lo Gral. son: Canales o Tajos de desvío y en algunos casos Túneles de desvío.

Para la construcción de una Presa Derivadora Tipo Indio, se utilizan tajos de desvío, que llamamos Ataguías que impiden el paso de los escurrimientos del río para realizar en seco las obras de construcción de la cortina.

Se colocan **2 Ataguías, 1 aguas arriba**, la cual está ligada con uno de los taludes del canal de desvío, da lugar a la formación de un pequeño vaso de almacenamiento, el cual proporciona la carga hidráulica necesaria para el flujo en el canal de desvío, la segunda Ataguía para evitar el remanso hacia aguas del río.



FIGURA 4.5.3.5

(CONAGUA, Presa Barrios Occidentales, Pue, 2016)



FIGURA 4.5.3.6

(CONAGUA, Presa Abrevadero, Mor, 2004)



FIGURA 4.5.3.7

(TODITIO DIGITAL, Presa Zocoteca, Oax, 2020)

La segunda ataguía de aguas abajo cierra el cauce en este lado quedando también ligada con uno de los taludes del canal de desvío para que el agua no se regrese a la zona de construcción.

5.- RECOMENDACIONES GENERALES:

La cortina es del tipo enrocamiento con geometría **Tipo Indio**, permite ser esencialmente vertedora, éste sistema de presa fue ampliamente utilizado por la extinta Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SRAH) aplicándose con éxito a lo largo de todo el país, ahora en Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), con la particularidad que los cauces (ríos) no cuentan con roca firme para su cimentación (desplante), la cual se encuentra a profundidades muy grandes.

El paramento localizado aguas arriba de la cortina, está constituido por un corazón impermeable de material arcilloso (suelos finos de baja permeabilidad) desplantado en trinchera, confinado por un filtro de arena-grava y de una chapa de enrocamiento que garantiza que su estructura sea estanca y confine al muro de concreto simple ($f'c=100 \text{ Kg/cm}^2$), localizado en la parte central de la sección de la cortina cuya altura no deberá rebasar los **5 m de altura** a partir del lecho original del río, los taludes recomendados a utilizar pueden variar, según la disponibilidad de materiales y el de aguas abajo.

La elevación de la cortina debe garantizar que el gasto hidráulico de salida por la obra de toma, debe dominar por gravedad toda la zona de riego, por ende; considerar las condiciones topográficas sean prevalecientes y las más convenientes para el riego, se debe considerar; que el desarrollo del **canal muerto** sea lo más corto posible hasta su conexión con el **canal principal**, debido a que existen pérdidas hidráulicas por los factores de **infiltración, evaporación y robo de agua**, las **chapas de enrocamiento** están apoyadas sobre respaldos de material permeable, colocadas en el talud de aguas arriba de espesor variable, estos respaldos, tienen como función principal proteger a la cortina contra las erosiones causadas por las mismas descargas de la cortina y por otros agentes de erosión como son; **las lluvias y el viento**.

La totalidad de la sección (Cortina), está desplantada sobre material de acarreo, por lo que el delantal del talud aguas arriba (**3:1 a 8:1**) tiene como función aumentar el paso de filtración, **el vado** tiene la particularidad de ser transitable en épocas de estiaje, para lo cual cuenta con 2 rampas de acceso en ambas márgenes que están conectadas a dos puentes sobre el canal desarenador, para el talud aguas abajo (**10:1 a 14:1**) su velocidad sobre la superficie no debe superar los **6.0 m/s** para evitar la erosión sobre esta pendiente, sobre esta van colocados los dentellones (**costillas**) longitudinales de concreto simple, cuya función es la de contener el enrocamiento colocado a volteo con una capa de **grouting** para su fijación, también permite alojar los filtros para contener el material erosionado por paso de filtración. Aguas abajo de está rápida, se colocará una trinchera de enrocamiento, para evitar la erosión, la remoción de material y estabilizar el paramento de la rápida agua arriba de este.

Los pisos de operación de las compuertas **Radial y Deslizantes** de la Obra de toma, deberán tener una elevación superior de **1 a 1.5 m arriba de NAME** (Nivel de aguas máximas extraordinarias), cuyo valor fue fijado por el tránsito de la avenida máxima, asociada a un periodo de retorno (Tr) considerando toda la superficie de riego (1000 a 10,000 has) por habilitar.

6.- CONCLUSIONES.

El objetivo de este trabajo de investigación fue hacer una recopilación de campo y bibliográfica de los expedientes, publicaciones, memorándums técnicos, revistas e Informes finales de las extintas (**SRA**), (**SARH**) Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos en las décadas **70s' y 80s'**, ahora en la Comisión Nacional del Agua (**CONAGUA**). Para conocer la normativa, metodologías, criterios y especificaciones técnicas en el diseño estructural e hidráulico de las estructuras de una **Presa derivadora flexible Tipo flotante** o comúnmente llamada **Tipo Indio**; dicha información se basaba generalmente en apuntes, secuelas de cálculo, recomendaciones, manuales, tablas y sobre todo en las experiencias adquiridas plasmadas por los propios diseñadores o proyectistas.

Partiendo de esta investigación, se establecieron las metodologías más usuales y recomendables que se deben aplicar en la elaboración de un proyecto; estableciendo un proceso en el cual los criterios pasaran por las diversas fases de trabajo, involucrándose principalmente en el diseño estructural e hidráulico, todo esto para la modificación o rechazo del trabajo y en este proceso se describe de forma clara todos los lineamientos generales aconsejables a seguir en las diversas fases del proyecto ejecutivo.

Como resultado de esta investigación, se desarrolló un software de cálculo que comprende **29 programas**; prevaleciendo en él un criterio de éxito en la construcción de este tipo de obras, desde un punto de vista mensurable y en proporción coadyuven a solucionar los problemas sociales y económicos del medio rural; haciendo patente que la realización de una presa derivadora garantice el desarrollo local o regional, y sí ésta concepción de aprovechamiento hidráulico se hace con criterios sanos que ponderen todos sus aspectos, desde la planificación hasta su puesta en operación, esta solución adoptada, con toda seguridad conlleva al éxito de la obra.

Es importante que el profesional tenga una buena capacidad de adaptación a los distintos ambientes y buenas capacidades sociales; durante el transcurso de los distintos proyectos, un buen profesional tendrá que interactuar con diversos grupos de trabajo, por lo que la capacidad de trabajar en equipo se presenta como una cualidad muy relevante, en el caso de los proyectos de ingeniería referentes a la obra civil y construcciones.

El ingeniero debe acentuar algunas de las cualidades descritas, debido al ingenio del uso de los materiales; también debe tener la capacidad especial del cuidado del medio ambiente y en la administración del mismo. Asimismo, de tener buenas dotes de mando y gran capacidad de dirección y supervisión, especialmente cuando se trabaje en obras de gran relevancia. En el campo de la ingeniería la figura del ingeniero es posiblemente la más relevante y a su vez exige un perfil más completo y amplio, son muchas las cualidades y obligaciones inherentes al ejercicio de la función de ingeniero hidráulico, desarrollando sistemáticamente una secuela de cálculos hidráulicos y estructurales para cada estructura en función a criterios y normativas establecidas.

A continuación, se enlistan algunos proyectos en los que se ha aplicado esta sistematización hidráulica e estructural:

["Las Ánimas", Dgo. "El Parían", Dgo. "La Angostura", Dgo. "La Flor", Dgo. "Rio Verde", Dgo. "El Conejo", Dgo. "El Ranchito", Dgo. "San Antonio", Dgo. "Santa Bárbara", Dgo. Santa Bárbara 1", Dgo. Santa Bárbara II", Dgo. "El Tongo", Dgo. "Las Higueras", Dgo. "El Rodeo", Dgo. "Santa Clara", Dgo. "San Isidro", Dgo. "Las Liebres", Dgo. "La Armería", Col.](#)

La Secretaría de Educación Pública, mediante su comunicado de prensa, hace la atenta invitación a todas las Instituciones del ámbito Educativo, Científico y Tecnológico del país a proponer candidatos a obtener el Premio Nacional de Ciencias 2022. Galardón que significa el más alto honor y reconocimiento de nuestra Nación a quienes con su obra y su trayectoria, han contribuido de manera significativa a generar conocimiento científico y avances tecnológicos que resultan de gran importancia para el desarrollo nacional; es por ello, que el presente trabajo, con fecha 11 de Julio próximo pasado, se obtuvo la carta de propuesta de candidatura para participar en el Premio Nacional de Ciencias 2022, en representación de la Comisión Nacional de Agua (CONAGUA) con su titular Ing. Germán Arturo Martínez Santoyo, Director General.

7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

Alegret Breña Evio, Pardo Gómez Rafael. - (2005) Centro de Investigaciones Hidráulicas del Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría. - Diseño Hidráulico de aliviaderos para presas pequeñas. Arregín Cortés Felipe, Alcocer Yamanaka Víctor. - (2000)- Diseño Hidráulico de Vertedores.: IMTA

Aparicio Mijares Fco. Javier. (2006). - Fundamentos de Hidrología de Superficie.: IMTA

CFE. - (1981). - Manual de Diseño de Obras Civiles CFE, Hidrotecnia, Hidráulica, Hidráulica fluvial

CONAGUA. (2002). - Obras de Toma. - Subdirección General Técnica, Gerencia de Ingeniería Básica y Normas Técnicas.

CONAGUA. (2017). - Memorando Técnico No. B00.7.-616, Subdirección General Técnica

Coronado del Águila Francisco. - (1992). - Diseño y Construcción de Canales. - Universidad Nacional de Ingeniería del Perú.

García Gutiérrez Héctor. - (2001). - Presas Derivadoras.: UNAM.

José Luis García Vélez. - (2011). - Capítulo VI, Obras de captación, Escuela de Ingeniería de Recursos Naturales y del Ambiente. Universidad de Valle. C.D. de México.

Herrera Delgado Joaquín. SARH. - (1981). - Obras de Toma en Presas de Almacenamiento.

Isaac Bonola Alonso, Alberto Jaime Paredes. - (2007) Manual Geotécnico para el Diseño de pequeñas Presas. SEMARNAT.

Laboratorio de Hidráulica, (2010). - Práctica No. 3, Flujo Gradualmente Variado. UNAM.

Laboratorio de Hidráulica, (2013). - Práctica No. 4, Flujo Gradualmente Variado. UNAM.

Levi Enzo, Sotelo Ávila Gilberto. - (1961). - Amortiguación de energía al pie de un Vertedor por la creación de una barrera hidráulica. IMTA.

Lomax W.R, Saul A.S. (1979). - Vertedores. -Laboratory Work Hydraulics, Bolton Institute of Technology Great Britain.

LLopez Carlos Rica. - (2009). - Hormigón II, Universidad Nacional de Cuyo, Facultad de Ingeniería. Perú.

Manseen Valderrama Alfredo. - (2018)- Diseño de Boca-Tomas, apuntes de clase, Ingeniería Hidráulica del Perú, curso HH-413-Irrigación, Universidad Nacional de Santa, Facultad de Ingeniería Nuevo Chimbote, El Desarenador

Pérez Morales Guillermo Benjamín, Juan Pablo Molina Aguilar. -(2013), Obras Hidráulicas. - Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Facultad de Ingeniería Civil Departamento de Hidráulica.

PROAGRO (2011). - Presas derivadoras, criterios de diseño y construcción de obras de captación para riego. Cochabamba, Bolivia.

Sánchez Bribiesca José L y Fuentes Mariles Oscar A.- (2010). - Dimensionamiento de una Presa Derivadora, Capítulo 4 del Manual de Ingeniería de Ríos.: UNAM.

Reséndiz Aguilera Andrés, (2007). - Tesina. - Presa derivadora Las Botas Achoquen, Sistema de riego del Dto. Riego No. 12 del Mpio., Juchipila Edo. de Zacatecas.

Revista Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XIX, Num. 2, 1965

Sánchez Bribiesca José L., García Sánchez Jesús. - (2010). - Introducción al Diseño de Obras de Excedencias. UNAM.

SARH. - (1959) Proyecto de Pequeña Irrigación, segunda parte, Memorándum técnico No. 145

SARH- (1960) - Diseño de Presas Pequeñas SARH, United States Department of Interior Bureau of Reclamation

SARH. - (1962) Proyecto de Pequeña Irrigación, segunda parte, Memorándum técnico No. 139.

SARH. UNAM, (1976). - Comportamiento de Presas Construidas en México.

SARH. - (1977). - Presas Derivadoras construidas en México.

SARH. - (1977). - Normas Técnicas para servicios técnicos libro No. 2.

SARH. - (1977). - Estructuras Hidráulicas SARH, apéndice C, Presas Derivadoras

SARH. - (1979). - Compuertas y mecanismos.

SARH. - (1981). - Obras de riego.

SARH. - (1982), Prontuario de riego por gravedad.

SARH. - (1982). - Manual de estimación de avenidas máximas en cuencas y presas pequeñas.

SARH (1983). - Estructuras de Zonas de riego, Tomo 1.

SARH. - (1988). - Lineamientos generales para la construcción de un Bordo con fines de Abrevadero. SARH.

SARH-CONAGUA. - (2012). - Manual de Mecánica de Suelos SARH-CONAGUA, Instrumentación y Monitoreo del Comportamiento de Obras Hidráulicas.

Secretaría de Agricultura, Ganadería y Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación. (SAGARPA). - (2017). - Diseño Hidráulico y Estructural de Presas Derivadoras.

Secretaría de Agricultura, Ganadería y Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación (SAGARPA). - (2017). - Diseño Hidráulico de un Canal de llamada

Secretaría de Agricultura, Ganadería y Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación (SAGARPA). - (2017). - Presas de Mampostería, 1ª Versión

Secretaría de Agricultura, Ganadería y Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación (SAGARPA). - (2017). - Presas de Mampostería, 2ª Versión

Secretaría de Agricultura, Ganadería y Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación (SAGARPA). - (2017). - Muros de contención.

Secretaría de Agricultura, Ganadería y Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación (SAGARPA). - (2017). - Presas de concreto para abrevadero y pequeño riego.

Secretaría de Agricultura, Ganadería y Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación (SAGARPA). - (2017). - Presas con cortina de tierra compactada para abrevadero y pequeño riego.

Secretaría de Agricultura, Ganadería y Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación (SAGARPA). - (2017). - Presas de concreto para abrevadero y pequeño riego.

Secretaría de Agricultura, Ganadería y Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación (SAGARPA). - (2017). - Presas filtrantes de piedra acomodada.

Secretaría de Agricultura, Ganadería y Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación (SAGARPA). - (2017). - Presas de costales rellenos de tierra.

Secretaría de Agricultura, Ganadería y Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación (SAGARPA). - (2017). - Presas de Gaviones.

Sortillón Valenzuela Martín, Formulario de Ingeniería, Flujo a Superficie Libre, Universidad de Sonora.

Sparrow Álamo Edgar. (2008). - El desarenador. - Nuevo Chimbote, Perú.

SRH. - (1938). - Memorándum técnico No. 31, Consideraciones sobre el diseño y selección de compuertas para grandes conductos hidráulicos.

SRH. - (1962) - Proyecto de Pequeña Irrigación, segunda parte, Memorándum técnico No. 139

SRH. - (1964) - Seminario Latino Americano de Irrigación, Tomo VI.

SRH. - (1964). - Seminario Latino Americano de Irrigación, Tomo XI.

SRH. - (1976) -Pequeños almacenamientos

Sotelo Ávila Gilberto. - (1993). - Hidráulica en Canales II, Apuntes.: UNAM.

Sotelo Ávila Gilberto. - (1974). - Hidráulica General Vol. 1, Fundamentos.: UNAM.

Sotelo Ávila Gilberto. - (1997). - Apuntes de Hidráulica II, Diseño Hidráulico de Estructuras.: UNAM.

Sotelo Ávila Gilberto. - (1994). - Hidráulica de Canales UNAM, capítulo No. 8.: UNAM.

Sotelo Ávila Gilberto, (1992). Apuntes de presas derivadoras.: UNAM.

Sotelo Ávila Gilberto, (2002). Hidráulica de canales. México: UNAM.

Sotelo Ávila Gilberto. - (1961). - Revista Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XV, No.1, Cálculo de tanques de amortiguación de sección trapecial.: UNAM.

Sotelo Ávila Gilberto. - (1965). - Revista Ingeniería Hidráulica en México. - Seminario, Vol. XIX, No. 2.

Springall G Ronaldo. (1970) - Hidrología 1ª parte. UNAM

Tamez G Enrique, Springall G Ronaldo. - (1960). - Revista Ingeniería Hidráulica en México. -Utilización de los materiales para presas de tierra.

Torres Herrera Fco. (1980). - Obras Hidráulicas, (UNAM).

Takeda Inuma Jesús, Pascual González Aceves, Ingeniería Hidráulica en México. - (1965). - Revista No. 2 Vol. XIX.

Velazco Sánchez Octavio, - (1976). SRH. - Presas de derivación.

Zamudio Morales José M. (1992).- Presas Derivadoras Apuntes.: UNAM.

ANEXO (A). LISTADO DE VIDEOS DE PRESAS DERIVADORAS DE REFERENCIA. (76. Videos).

	Presas Derivadoras-Seguridad.mp4		Rio Ameica 1, Nay.mp4		Rio Ameica 2, Nay.mp4		Rio Ameica 3, Nay.mp4		Rio Ameica 4, Nay.mp4		Rio Ameica 5, Nay.mp4		Rio Ameica 6, Nay.mp4		Rio Ameica 7, Nay.mp4		Rio Ameica 8, Nay.mp4		Rio Ameica 9, Nay.mp4		Rio Callejones 1, Col.mp4		Rio Callejones 2, Col.mp4		Rio Culiacan 1, Sin.mp4		Rio Culiacan 2, Sin.mp4		
			Rio Culiacan 3, Sin.mp4		Rio Culiacan 4, Sin.mp4		Rio Culiacan 5, Sin.mp4		Rio Culiacan 6, Sin.mp4		Rio Culiacan 7, Sin.mp4		Rio Culiacan 8, Sin.mp4		Rio Culiacan 9, Sin.mp4		Rio Culiacan 10, Sin.mp4		Rio Culiacan 11, Sin.mp4		Rio Culiacan 12, Sin.mp4		Rio Culiacan 13, Sin.mp4		Rio Culiacan 14, Sin.mp4		Rio Culiacan 15, Sin.mp4		Rio Culiacan 16, Sin.mp4
	Rio Culiacan 17, Sin.mp4		Rio Culiacan 18, Sin.mp4		Rio Culiacan 19, Sin.mp4		Rio Culiacan 20, Sin.mp4		Rio Culiacan 21, Sin.mp4		Rio Culiacan 22, Sin.mp4		Rio de Madrid 1, Col.mp4		Rio de Madrid 2, Col.mp4		Rio El Jicote 1, Nay.mp4		Rio El Jicote 2, Nay.mp4		Rio El Jicote 3, Nay.mp4		Rio El Jicote 4, Nay.mp4		Rio El Jicote 5, Nay.mp4		Rio El Jicote 6, Nay.mp4		
	Rio El Jicote 7, Nay.mp4		Rio El Jicote 8, Nay.mp4		Rio El Jicote 9, Nay.mp4		Rio El Jicote 10, Nay.mp4		Rio El Jicote 11, Nay.mp4		Rio El Jicote 12, Nay.mp4		Rio El Jicote 13, Nay.mp4		Rio El Jicote 14, Nay.mp4		Rio El Jicote 15, Nay.mp4		Rio El Jicote 16, Nay.mp4		Rio El Jicote 17, Sin.mp4		Rio El Jicote 18, Sin.mp4		Rio El Jicote 19, Sin.mp4		Rio El Jicote 20, Sin.mp4		
	Rio Fuerte 5, Sin.mp4		Rio Fuerte 6, Sin.mp4		Rio Fuerte 7, Sin.mp4		Rio Fuerte 8, Sin.mp4		Rio Fuerte 9, Sin.mp4		Rio Mixteco 1, Oax.mp4		Rio Mixteco 2, Oax.mp4		Rio Mixteco 3, Oax.mp4		Rio Presidio 1, Sin.mp4		Rio Presidio 2, Sin.mp4		Rio Presidio 3, Sin.mp4		Rio Presidio 4, Sin.mp4		Rio Presidio 5, Sin.mp4		Rio Presidio 6, Sin.mp4		
	Rio Presidio 7, Sin.mp4		Rio Presidio 8, Sin.mp4		Rio Presidio 9, Sin.mp4		Rio Verde 1, Oax.mp4		Rio Verde 2, Oax.mp4		Rio Verde 3, Oax.mp4																		

ANEXO (B).- LISTADO DE LOCALIZACIÓN Y AUTOR DE VIDEOS DE LAS PRESAS.

No.	Río, Estado.	Nombre	Longitud	Autor.
1	Río Ameca, Nay.	Presa Las Gaviotas	332 metros.	Aurora Galindo, (2022).
1.2	Río Ameca, Nay.	Presa Las Gaviotas	332 metros.	CPS Media, (2021).
1.3	Río Ameca, Nay.	Presa Las Gaviotas	332 metros.	Rogelio León (2019).
1.4	Río Ameca, Nay.	Presa Las Gaviotas	332 metros.	CPS Media, (2021).
1.5	Río Ameca, Nay.	Presa Las Gaviotas	332 metros	CPS Media, (2021).
1.6	Río Ameca, Nay.	Presa Las Gaviotas	332 metros	Ulises García, (2021)
1.7	Río Ameca, Nay.	Presa Las Gaviotas	332 metros	CPS Media, (2021).
1.8	Río Ameca, Nay.	Presa Las Gaviotas	332 metros	Rodada Motovlog, (2020).
1.9	Río Ameca, Nay.	Presa Las Gaviotas	332 metros.	CPS Media, (2021).
2	Río Callejones, Col.	Presa Callejones.	560 metros	Benjamina López Núñez (2019).
2.1	Río Callejones, Col.	Presa Callejones.	560 metros	Francisco Juan Reyes (2014).
3	Río Culiacán, Sin.	Presa Ing. Carlos Carbajal Zarazúa.	490 metros	COLHUACAN FIMS, (2011).
3.1	Río Culiacán, Sin.	Presa Ing. Carlos Carbajal Zarazúa.	490 metros	Julio César Caro, (2020).
3.2	Río Culiacán, Sin.	Presa Ing. Carlos Carbajal Zarazúa.	490 metros	Julio César Caro, (2020).
3.3	Río Culiacán, Sin.	Presa Ing. Carlos Carbajal Zarazúa.	490 metros	Julio César Caro, (2020).
3.4	Río Culiacán, Sin.	Presa Ing. Carlos Carbajal Zarazúa.	490 metros	Julio César Caro, (2020).
3.5	Río Culiacán, Sin.	Presa Ing. Carlos Carbajal Zarazúa.	490 metros	Link (2018).
3.6	Río Culiacán, Sin.	Presa Ing. Carlos Carbajal Zarazúa.	490 metros	Netiyo Arredondo (2018).
3.7	Río Culiacán, Sin.	Presa Ing. Carlos Carbajal Zarazúa.	490 metros	Noroeste TV. (2018).
3.8	Río Culiacán, Sin.	Presa Ing. Carlos Carbajal Zarazúa.	490 metros	Noroeste TV. (2018).
3.9	Río Culiacán, Sin.	Presa Ing. Carlos Carbajal Zarazúa.	490 metros	Luz Noticias (2018).
3.10	Río Culiacán, Sin.	Presa Ing. Carlos Carbajal Zarazúa.	490 metros	Luz Noticias (2018).
3.11	Río Culiacán, Sin.	Presa Ing. Carlos Carbajal Zarazúa.	490 metros	Seguridad Pública Sinaloa, (2019).
3.12	Río Culiacán, Sin.	Presa Ing. Carlos Carbajal Zarazúa.	490 metros	Las NoticiasTVP, (2018).
3.13	Río Culiacán, Sin.	Presa Ing. Carlos Carbajal Zarazúa.	490 metros	Noroeste TV, (2018).
3.14	Río Culiacán, Sin.	Presa Ing. Carlos Carbajal Zarazúa.	490 metros	Mi Sinaloa me encantas, (2021)
3.15	Río Culiacán, Sin.	Presa Ing. Carlos Carbajal Zarazúa.	490 metros	LineaDirecta, (2018).
3.16	Río Culiacán, Sin.	Presa Ing. Carlos Carbajal Zarazúa.	490 metros	LineaDirecta, (2018).
3.17	Río Culiacán, Sin.	Presa Ing. Carlos Carbajal Zarazúa.	490 metros	Edgar López Pata Negra, (2018)
3.18	Río Culiacán, Sin.	Presa Ing. Carlos Carbajal Zarazúa.	490 metros	LasNoticiasTVP, (2016).
3.19	Río Culiacán, Sin.	Presa Ing. Carlos Carbajal Zarazúa.	490 metros	LasNoticiasTVP, (2018).
3.20	Río Culiacán, Sin.	Presa Ing. Carlos Carbajal Zarazúa.	490 metros	Julio Cesar Caro, (2020).
3.21	Río Culiacán, Sin.	Presa Ing. Carlos Carbajal Zarazúa.	490 metros	Moreno, (2020).
3.22	Río Culiacán, Sin.	Presa Ing. Carlos Carbajal Zarazúa.	490 metros	Julio Cesar Caro, (2020).
4	Río Madrid, Col.	Presa Jala	610 metros	Martha Michel, (2021).
4.1	Río Madrid, Col.	Presa Jala	610 metros	Martha Michel, (2021).
5	Río Grande de Santiago, Nay.	Presa Vado del Cora, Jileño.	485 metros	Rubén Carranza, (2018).
5.1	Río Grande de Santiago, Nay.	El Jicote, Nayarit, Presa El Jileño.	485 metros	Explorador Ciudadano, (2021).
5.2	Río Grande de Santiago, Nay.	El Jicote, Nayarit, Presa El Jileño.	485 metros	Complejos Microbianos JCCV, (2021).
5.3	Río Grande de Santiago, Nay.	El Jicote, Nayarit, Presa El Jileño.	485 metros	Voxicide, (2018).
5.4	Río Grande de Santiago, Nay.	El Jicote, Nayarit, Presa El Jileño.	485 metros	Voxicide, (2018).

SUBGERENCIA DE DISEÑO DE PRESAS DERIVADORAS.

ANEXO B	DESCRIPCIÓN	AUTOR
5.5	Río Grande de Santiago, Nay. El Jicote, Nayarit, Presa El Jileño. 485 metros	Joaquín Gómez López, (2020).
5.6	Río Grande de Santiago, Nay. El Jicote, Nayarit, Presa El Jileño. 485 metros	Zedy Acuña, (2013).
5.7	Río Grande de Santiago, Nay. El Jicote, Nayarit, Presa El Jileño. 485 metros	Explorador Ciudadano, (2021).
5.8	Río Grande de Santiago, Nay. El Jicote, Nayarit, Presa El Jileño. 485 metros	CA PF, (2020).
5.9	Río Grande de Santiago, Nay. El Jicote, Nayarit, Presa El Jileño. 485 metros	CA PF, (2020).
5.10	Río Grande de Santiago, Nay. El Jicote, Nayarit, Presa El Jileño. 485 metros	Zedy Acuña, (2013).
5.11	Río Grande de Santiago, Nay. El Jicote, Nayarit, Presa El Jileño. 485 metros	Ángel Chavarría, (2020).
5.12	Río Grande de Santiago, Nay. El Jicote, Nayarit, Presa El Jileño. 485 metros	Ángel Chavarría, (2020).
5.13	Río Grande de Santiago, Nay. El Jicote, Nayarit, Presa El Jileño. 485 metros	Konvideoful, (2013).
5.14	Río Grande de Santiago, Nay. El Jicote, Nayarit, Presa El Jileño. 485 metros	Ángel Chavarría, (2020).
5.15	Río Grande de Santiago, Nay. El Jicote, Nayarit, Presa El Jileño. 485 metros	CA PF, (2020).
5.16	Río Grande de Santiago, Nay. El Jicote, Nayarit, Presa El Jileño. 485 metros	CA PF, (2020).
6	Río Fuerte, Sin. Presa Sufragio. 750 metros	Elcharay, (2008).
6.1	Río Fuerte, Sin. Presa Sufragio. 750 metros	Noticias El Debate, (2015).
6.2	Río Fuerte, Sin. Presa Sufragio. 750 metros	Noticias El Debate, (2015).
6.3	Río Fuerte, Sin. Presa Sufragio. 750 metros	Noticias El Debate, (2015).
6.4	Río Fuerte, Sin. Presa Sufragio. 750 metros	Mega Canal, Débora Hallal, (2017).
6.5	Río Fuerte, Sin. Presa Sufragio. 750 metros	Gabo Felix Tv. (2020).
6.6	Río Fuerte, Sin. Presa Sufragio. 750 metros	Grupo es Noticia, (2021).
6.7	Río Fuerte, Sin. Presa Sufragio. 750 metros	Riders Brother, (2020).
6.8	Río Fuerte, Sin. Presa Sufragio. 750 metros	Mibonchi1, (2008).
6.9	Río Fuerte, Sin. Presa Sufragio. 750 metros	Luz Noticias, José Rodríguez, (2022).
7	Río Verde, Oax. Presa Ricardo Flores Magón. 195 metros	Copudever-Educa A.C. (2013)
7.1	Río Verde, Oax. Presa Ricardo Flores Magón. 195 metros	Nuestra Costa Chica, (2021)
7.2	Río Verde, Oax. Presa Ricardo Flores Magón. 195 metros	Fermilli Producciones, (2021)
7.3	Río Verde, Oax. Presa Ricardo Flores Magón. 195 metros	Lázaro Olivera, (2021)
8	Río Mixteco, Oax. Presa Zocoteaca. 95 metros	Todito Digital, (2020).
8.1	Río Mixteco, Oax. Presa Zocoteaca. 95 metros	México Lindo y Diverso, (2019)
7	Río Presidio, Sin. Presa Siqueiros. 275 metros	Eduardo Altamirano Anaya, (2017).
7.1	Río Presidio, Sin. Presa Siqueiros. 275 metros	Miguel A. Zatarin Capaceta, (2019)
7.2	Río Presidio, Sin. Presa Siqueiros. 275 metros	Jc. Carrill (2020).
7.3	Río Presidio, Sin. Presa Siqueiros. 275 metros	Jc. Carrill (2020).
7.4	Río Presidio, Sin. Presa Siqueiros. 275 metros	Puras vagancias, (2020).
7.5	Río Presidio, Sin. Presa Siqueiros. 275 metros	Pescando con Tiscareño, (2021).
7.6	Río Presidio, Sin. Presa Siqueiros. 275 metros	Jc. Carrill (2020).
7.7	Río Presidio, Sin. Presa Siqueiros. 275 metros	Jc. Carrill (2020).
7.8	Río Presidio, Sin. Presa Siqueiros. 275 metros	Jc. Carrill (2020).

ANEXO B 76 VIDEOS DE INVESTIGACIÓN Y ESTUDIO. Formato.MP4

ANEXO D APLICACIÓN Y CÁLCULO. Formato. PDF.