

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

Estudios y diseños de soluciones para resolver los problemas geotécnicos
existentes en el Dique Seco de ASENABRA S.A.



PROYECTO INTEGRADOR

Previo la obtención del Título de:

Ingeniero/a Civil

Presentado por:

Evelyn Nicole Erazo Andrade
Xavier Mauricio Yépez Zavala

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año: 2018

DEDICATORIA

El presente proyecto lo dedico a los seres más importantes en mi vida, Mi madre e hija.

Evelyn Nicole Erazo Andrade

DEDICATORIA

El presente proyecto lo dedico a Dios, a mi familia, mis padres Sr. Alfredo Yépez Ríos y Sra. Máxima Zavala Pineda, hermanos, esposa y amigos, que en todo momento supieron brindarme el apoyo incondicional y necesario para culminar mi carrera Universitaria.

Xavier Mauricio Yépez Zavala.

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi más grande y sincero agradecimiento a mi tutor, Ing. Miguel Ángel Chávez M., PhD., principal colaborador durante todo este proceso, quién con su dirección, conocimiento y enseñanza, permitió el desarrollo de este trabajo.

Además, mi eterna gratitud con docentes-amigos que me alentaron en el transcurso de mi carrera universitaria, entre ellos: Ing, K. Escobar, Ing. A. Aguilar e Ing. J. García.

Evelyn Nicole Erazo Andrade

AGRADECIMIENTOS

Mis más sinceros agradecimientos a los Sres. Ing. Miguel Ángel Chávez M., PhD., e Ing. Kenny Escobar, por el apoyo incondicional en todo momento, quienes no escatimaron esfuerzos y siempre me brindaron sabios consejos para seguir adelante y así culminar mis estudios universitarios.

Xavier Mauricio Yépez Zavala.

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; **Evelyn Nicole Erazo Andrade** y **Xavier Mauricio Yépez Zavala** y damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

**Evelyn Nicole Erazo
Andrade**

**Xavier Mauricio Yépez
Zavala**

EVALUADORES

Ing. Miguel Ángel Chávez M., PhD.

PROFESOR DE LA MATERIA

Ing. Miguel Ángel Chávez M., PhD.

PROFESOR TUTOR

RESUMEN

Para la construcción del Dique Seco del Astillero ASENABRA S.A. se ha realizado 3 consultorías, mediante las cuales se han diseñado soluciones de ingeniería, que al ser construidas han generado resultados negativos, lo cual significa que el proyecto aún no puede operar.

Luego de construidas las soluciones se han presentado resultados altamente preocupantes, ya que la cimentación de la compuerta que cierra el dique ha sufrido la erosión interna de las masas de suelos, razón por la cual en forma totalmente irregular y peligrosa grandes caudales de agua han fluido desde abajo de la cimentación hasta la superficie, y cada vez que se ha intentado volver a operar, los resultados han sido peores, esto es que han fluido mayores caudales de agua.

Luego de los cálculos y análisis realizados, se establece que, debido a la carga de agua, el suelo no ha soportado la misma, por lo que ha sufrido el conocido fenómeno de tubificación. La tubificación está tan desarrollada al momento, que se debe de adoptar el nombre de sifonamiento, ya que se están formando grandes conductos por donde fluyen los caudales de agua, luego de lo cual se derrumban.

Se establece que la principal causa de la generación de tubificación, es la existencia de cortos caminos para el recorrido de flujos de agua, frente a una carga de aproximadamente 8 metros de altura, que es la que se tiene cuando el dique está operando.

Conocidas las causas y los parámetros que rigen el problema de la tubificación, se procedieron a diseñar soluciones para contrarrestar dicho fenómeno de erosión interna de los suelos.

Se proponen soluciones totalmente factibles de construir con las cuales se consigue un elevado factor de seguridad, frente a las posibilidades de que se repita el fenómeno erosivo en los suelos.

Se han formulado especificaciones técnicas para la construcción y presupuesto de obra a construir, que constituye a un valor relativamente bajo, respecto a la inversión realizada.

.

Palabras Clave: Dique seco, Proyecto Integrador, ASENABRA, Tubificación.

ABSTRACT

For the construction of the Dry Dock of the Shipyard ASENABRA S.A. 3 consultancies have been carried out, through which engineering solutions have been designed which, when constructed, have generated negative results, which means that the project can't yet operate.

After the solutions were built, highly worrying results have been presented, as the foundations of the gate that closes the dam have suffered the internal erosion of the soil masses, which is why, in a totally irregular and dangerous way, large water flows have flowed from below the foundation to the surface, and every time it has been tried to return to operate, the results have been worse, that is, higher flow rates have flowed.

After the calculations and analyzes carried out, it is established that due to the water load, the soil has not supported the same, which is why the well-known tubing phenomenon has suffered. Tubing is so developed at the moment, that it must be called siphoning, since large ducts are forming where the flows flow, after which they collapse.

It is established that the main cause of the generation of liquefaction, is the existence of short roads, for the flow of water flows, compared to a load of approximately 8 meters in height, which is what you have when the dike is operating.

Knowing the causes and parameters that govern the problem of tubing, we proceeded to design solutions to counteract this phenomenon of internal erosion.

Completely feasible solutions are proposed to build with which a high safety factor is achieved, compared to the possibilities of the erosive phenomenon in the soils being repeated.

Technical specifications have been formulated for the construction and budget of the work to be built, which constitutes a relatively low value with respect to the investment made.

Keywords: Dry dock, Integrating Project, ASENABRA S.A., Tubing.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	I
<i>ABSTRACT</i>	III
ÍNDICE GENERAL.....	IV
ABREVIATURAS	VII
SIMBOLOGÍA	VIII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	IX
ÍNDICE DE TABLAS	X
ÍNDICE DE PLANOS	XI
CAPÍTULO 1	1
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Descripción del problema	2
1.2 Justificación del problema.....	3
1.3 Objetivos.....	4
1.3.1 Objetivo General	4
1.3.2 Objetivos Específicos	4
1.4 Marco teórico	4
1.4.1 Dique Seco.....	4
1.4.2 Geotecnia aplicada al proyecto.	5
1.4.3 Redes de flujo	6
1.4.4 Caudal.....	8
1.4.5 Resistencia del Suelo.....	8
1.4.6 Gradiente hidráulico	9
1.4.7 Permeabilidad del Suelo	9

1.4.8	Resistencia de Suelos.....	10
1.4.9	Mejora de las propiedades mecánicas de los suelos	10
CAPÍTULO 2.....		11
2.	METODOLOGÍA	11
2.1	Criterios para la elección de la alternativa más conveniente	13
2.2	Descripción de impacto ambiental	13
2.2.1	Afectaciones generadas por la construcción de la solución	14
2.2.2	Manejo de los impactos ambientales	15
CAPÍTULO 3.....		16
3.	RESULTADOS Y ANÁLISIS	16
3.1	Análisis de las condiciones actuales.....	16
3.1.1	Determinación del caudal mediante aforo	16
3.1.2	Análisis de los caudales generados mediante red de flujo, con la compuerta colocada	17
3.2	Formulación de las soluciones.....	20
3.3	Ensayos de laboratorio	24
3.4	Presupuesto.....	26
3.5	Especificaciones Técnicas.....	27
3.5.1	Tablestaca metálica	27
3.5.2	Hinca de tablestaca metálica	28
3.5.3	Hormigón portland $f_c = 240 \text{ Kg/cm}^2$	29
3.5.4	Demolición de estructuras de hormigón armado	32
3.5.5	Excavación mecánica.....	33
3.5.6	Relleno y compactación	34
CAPÍTULO 4.....		35
4.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	35

4.1	Conclusiones	35
4.2	Recomendaciones	36
	BIBLIOGRAFÍA	37
	ANEXOS	38

ABREVIATURAS

ESPOL Escuela Superior Politécnica del Litoral

ASTM American Society for Testing and Materials

SIMBOLOGÍA

m	Metro
m ³	Metro cúbico
KN	Kilo Newton
n _d	Número de reducciones de carga en la red
n _f	Número de canales de flujo
k	Coefficiente de permeabilidad
i	Gradiente hidráulico de salida
i _c	Gradiente hidráulico crítico de salida
ΔH	Variación de carga de agua
q _a	Caudal unitario
w	Ancho de conducto hidráulico
A	Área
V	Volumen
T	Tiempo
L	Longitud de recorrido
q _u	Resistencia del suelo
W	Peso
Lts	Litros
s	Segundos
Kg	Kilogramo

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N°1.1.- Ubicación geográfica del proyecto.	1
Figura N°1.2.- Dique Seco del Astillero ASENABRA S.A.....	5
Figura N°1.3.- Representación Gráfica de las redes de flujos.....	7
Figura N°3.1.- Perfil topográfico actual, la base y cimentación de la compuerta, la losa externa y las tablestacas menos profundas (1.5m), sin la compuerta.....	17
Figura N°3.2.- Compuerta colocada y con la carga de agua total, se colapsó o disparó la masa de suelos de la cimentación. También se observan caudales que se dejaron pasar por la compuerta para disminuir la carga que estaba erosionando progresivamente los suelos de cimentación	18
Figura N°3.3.- Erosión interna de la masa de suelos permitiendo el paso de grandes caudales.....	18
Figura N°3.4.- Efecto favorable en la red de flujo hincando tablestacas de 12 m. Además se aprecian las masas de suelo-cemento, justo en el sitio de paso de los caudales.....	20
Figura N°3.5.- Vista en planta de la pantalla de tablestacas y la solución de suelo cemento en torno a la estructura de cimentación de la compuerta	21
Figura N°3.6.- Solución dejando también las tablestacas de 6m, hincadas para excavar en la cimentación	23
Figura N°3.7.- Resultados de ensayo de compresión simple, de la relación suelo-cemento 3:1.....	26
Figura N°3.8.- Presupuesto de la solución propuesta.....	26

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1.- Coeficientes mínimos según Lane [3]	8
Tabla 2.1.- criterios de elección de alternativas	13
Tabla 3.1.- lectura de tiempo de llenado y vaciado en marea baja de 165 gln	16
Tabla 3.2.- lectura de tiempo de llenado y vaciado en marea alta 165 gln	16
Tabla 3.3.- Tabla de cálculo de caudales.....	17

ÍNDICE DE PLANOS

- PLANO 1 Localización general del proyecto
- PLANO 2 Topografía detallada del dique seco
- PLANO 3 Perfiles topográficos en el dique seco
- PLANO 4 Prospección geotécnica de campo
- PLANO 5 Condiciones actuales con el cierre de la compuerta
- PLANO 6 Interpretación geotécnica de la situación actual
- PLANO 7 Propuesta de nuevas soluciones geotécnicas
- PLANO 8 Propuesta de nuevas soluciones geotécnicas vista en planta

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

El proyecto Dique Seco se localiza en las instalaciones del denominado Astillero ASENABRA S.A. ubicado en los alrededores de la ciudad de Durán, al borde del río Guayas. (Ver figura N°1.1).

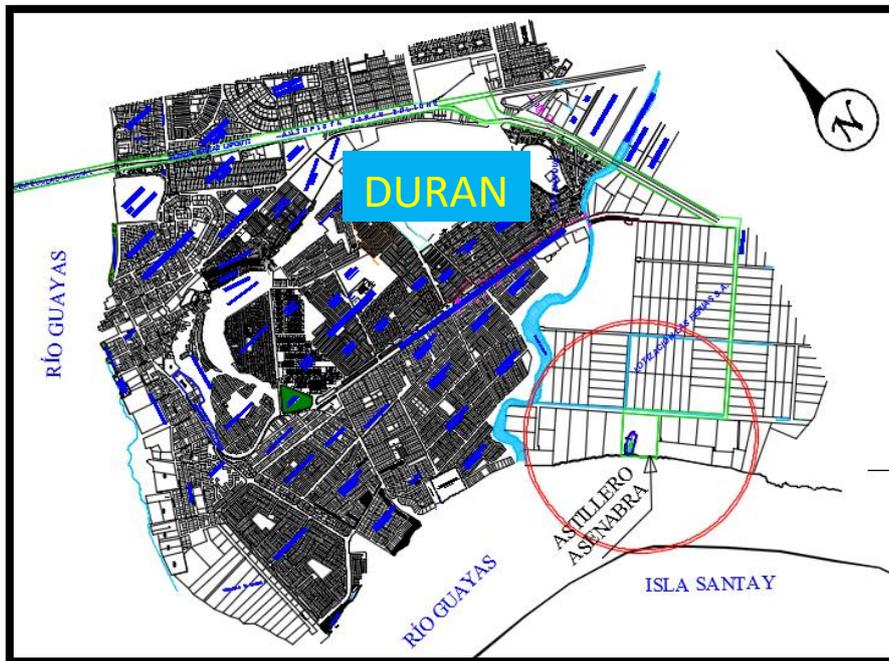


Figura N°1.1.- Ubicación geográfica del proyecto

El proyecto motivo del presente estudio es único en el país por sus características, y está buscando construirse y operar desde el año 2005. Debido a dificultades encontradas en el funcionamiento de dicha obra, el propietario de la empresa ASENABRA S.A. ha requerido de la realización de nuevos estudios de consultoría tanto en el año 2011 como 2014. El proyecto no funciona hasta la fecha por lo que constituye una gran frustración y al mismo tiempo una gran pérdida económica por los servicios que puede dar una obra de ese tipo.

El presente estudio se ha realizado a partir de un minucioso análisis de las acciones de consultoría y construcción antes realizadas, por lo que se propone y se sustenta formular la solución definitiva a la grave situación existente.

1.1 Descripción del problema

El dique seco del Astillero ASENABRA S.A. es una obra que se empezó a construir el año 2005, utilizando los diseños estructurales de una primera consultora (septiembre 2004). Luego de una primera etapa constructiva se estableció graves fallas en la cimentación de la compuerta, por lo que el propietario de la obra se vio obligado a recurrir a una segunda consultoría, haciendo énfasis en los estudios de la cimentación de la compuerta y los empotramientos, por lo que se realizaron 7 perforaciones, muestreos y estudios de suelos en el laboratorio. Como consecuencia de la segunda consultoría se diseñó y construyó una losa de hormigón armado exterior a la compuerta, que está contigua al acceso de caudales del río Guayas, esta solución fue construida con la finalidad de ampliar la distancia de recorrido del flujo de agua en el subsuelo. Una vez que se construyeron las soluciones y se intentó hacer funcionar el dique seco, se generó un grave problema de erosión interna en el subsuelo de la cimentación, ya que cuando la compuerta tenía la carga de agua de operación empezaron a salir caudales rápidamente crecientes bajo la losa de la compuerta. Ante esta nueva falla, el propietario de la obra convocó a una tercera consultoría en la cual se realizaron 9 perforaciones más, muestreo, y laboratorio de mecánica de suelos, para determinar los parámetros geotécnicos del subsuelo. Mediante la cual se propuso construir como solución una pantalla de tablestacas ubicadas a 10 m de la base de la compuerta, teniendo en cuenta los niveles, la propuesta fue que la tablestaca vaya desde la cota +0,00 hasta la cota -12,00, es decir que la tablestaca se enterró 9 m.

Cabe anotar que en las explicaciones dadas por el proceso constructivo se establece que en el sector alineado por la franja donde ocurrió la tubificación la tablestaca se ancló al subsuelo 1.5 m.

Como consecuencia de los trabajos realizados y al hacer funcionar el dique seco se produjo un nuevo proceso de erosión interna del suelo, ocurriendo una nueva salida de grandes caudales de agua debajo de la viga de apoyo de la compuerta, fenómeno que se denomina tubificación y dado que el flujo fue a mayor escala adquiere el

nombre de sifonamiento. Y esta es la situación en la que se encuentra la obra actualmente.

La obra se encuentra al momento inoperable a la espera de que se formulen nuevas soluciones.

1.2 Justificación del problema

Tanto en el río Guayas como en el Golfo de Guayaquil existe un extenso tráfico de embarcaciones marítimas de grandes dimensiones.

Dichas embarcaciones requieren mantenimiento, reparaciones y adecuaciones que deben ser realizadas en un sitio seco y estable, sin embargo antes de realizar los trabajos, los barcos deben entrar por agua hasta las instalaciones, generalmente en plataformas que se adecuan para el efecto.

Por lo general las embarcaciones de grandes dimensiones deben realizar reparaciones en los países vecinos ya que no existe en Ecuador un dique seco de esas características.

Al momento en la construcción del Dique Seco del Astillero ASENABRA S.A. se ha invertido más de 2.5 millones de dólares americanos, sin lograr los objetivos tan anhelados.

En la actualidad existen en buenas condiciones la compuerta, y la estructura de base y empotramiento que soporta a la misma.

Sólo falta por resolver el grave problema existente en la cimentación de la compuerta.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Solucionar el grave problema de tubificación existente bajo la cimentación de la compuerta del dique y las estructuras adyacentes.

1.3.2 Objetivos Específicos

1. Realizar un análisis de los estudios previos.
2. Describir las características generales y especiales de la obra construida.
3. Definir los parámetros técnicos que intervienen en la obra.
4. Realizar los análisis del comportamiento de la cimentación de la estructura.
5. Determinar las causas del fenómeno hidrológico-geotécnico existente.
6. Formular las soluciones técnicas mediante cálculos y análisis comprobatorios.
7. Proponer las soluciones técnicas aplicables a la obra en las condiciones actuales.
8. Efectuar las especificaciones técnicas para la construcción.
9. Determinar el presupuesto de obra a construir.
10. Dar conclusiones y recomendar todo lo más conveniente para el funcionamiento del Dique Seco del Astillero ASENABRA S.A.

1.4 Marco teórico

1.4.1 Dique Seco

Entre las obras portuarias se tienen los diques secos, que constituyen una solución técnica para ingresar embarcaciones hasta un sitio, que previamente adecuado puede servir de base para que el barco se asiente, una vez que el agua que permitió la navegabilidad del navío sea bombeada. Los diques secos también se denominan dique de carena, funcionan como esclusas, donde una compuerta puede ser instalada flotando en el embalse que se forma en la entrante de agua, comunicada directamente con el río.

[1]

En la figura N°1.2 se observa el dique seco del Astillero ASENABRA S.A. en la actualidad.



Figura N°1.2.- Dique Seco del Astillero ASENABRA S.A.

1.4.2 Geotecnia aplicada al proyecto.

El proyecto se enmarca en lo que se denomina hidráulica de suelos, que es la especialidad que se ocupa del análisis del comportamiento de las masas de suelos sometidas al flujo de agua, por lo general a presión.

Los suelos como los que se encuentran en el área del proyecto están constituidos preponderantemente por suelos arcillosos finos, que pueden ser de origen aluvial, pero también generados por el funcionamiento de las mareas.

Los suelos arcillosos conocidos también como suelos coherentes tienen un comportamiento que está relacionado a la presencia del agua. Un suelo seco puede ser muy duro y parecerse a una roca blanda, en tanto que en un suelo saturado puede ser muy blando e inclusive puede fluir.

Para caracterizar los suelos se utilizan parámetros como los límites de Atterberg (límite líquido, límite plástico, límite semisólido) además se determina la resistencia a la compresión simple y mejor aún la resistencia a los esfuerzos de compresión triaxial.

Los suelos arcillosos son de granulometría muy fina, por lo que cuando están algo compactos son prácticamente impermeables ($k = 1.5 \times 10^{-8}$ cm/s). Esta característica hace, que al restringir y no permitir el flujo del agua, sean susceptibles de licuefacción. La resistencia de los suelos tiene relación a la cohesión que posean y al ángulo de fricción interno de las partículas de los suelos, la misma que está directamente relacionado al comportamiento de los suelos cuando son sometidos al flujo de agua a presión. Cuando las presiones del flujo de agua son superiores a la resistencia a la compresión de los suelos, la estructura del suelo se erosiona, por lo que las corrientes de agua se abren camino por la masa de suelo, y así se genera el fenómeno que se denomina tubificación. Cuando la tubificación es excesiva se produce lo que se denomina sifonamiento, que consiste en la formación de conductos internos los cuales luego de permitir el flujo de agua se colapsan, asientan y se rellenan. [2]

1.4.3 Redes de flujo

Cuando opera la compuerta del dique seco se produce una retención del agua que avanza desde el río hasta la compuerta, siendo la condición más crítica cuando la carga de agua está al exterior de la compuerta.

Dependiendo de la altura de agua se va a tener la carga y de esta forma ocurre el flujo del agua a través de las masas del suelo. Teóricamente el flujo de agua se explica mediante la presencia de líneas de flujo y las líneas equipotenciales, siendo estas últimas las que determinan la carga que se tiene en diferentes posiciones y profundidades de la masa del suelo.

Cuando se tiene un embalse tras una fila de tablestacas hincadas se produce tanto líneas de flujo como equipotenciales.

En la figura N°1.3 se destacan los siguientes aspectos importantes:

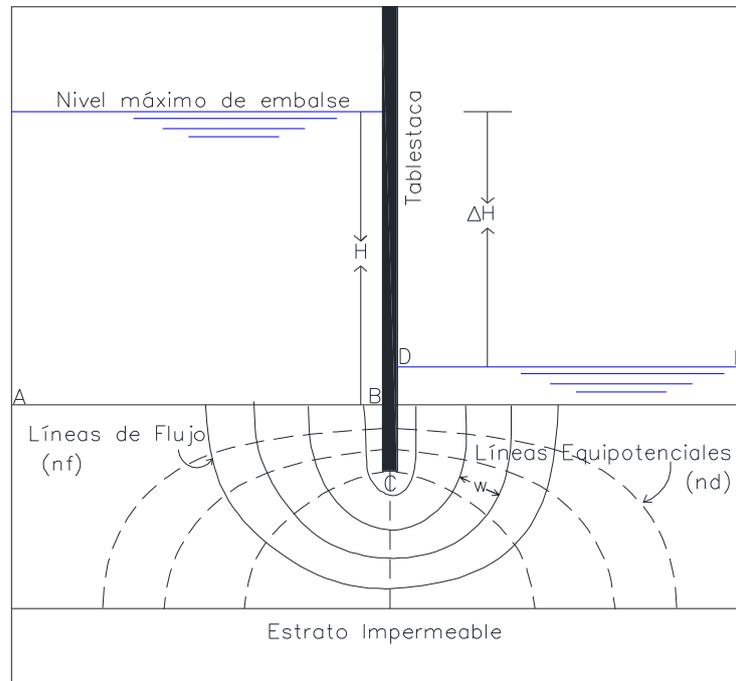


Figura N°1.3.- Representación Gráfica de las redes de flujos.

- Máximo nivel de embalse.- representa la carga de agua si al lado interno de la tablestaca no existiera flujo de agua. Si al interior de la tablestaca hay nivel de agua, la carga se establece restando la altura total de agua menos la altura del agua en la parte interna de la tablestaca (ΔH).
- Líneas de flujo (líneas continuas).- significan los caminos de circulación del agua, siendo la primera línea de flujo la que va pegada a la tablestaca en tanto que la última línea de flujo es el nivel de referencia que se debe poner en profundidad.
- Flujo de corriente (n_f).- se denomina flujo de corriente al espacio que se tiene entre líneas de flujos.
- Las líneas segmentadas representan las pérdidas de carga, al inicio de una línea de pérdida de carga se tiene la máxima carga, en tanto que al final la carga es cero.
- Entre líneas equipotenciales se tienen los espacios de reducción de carga en la red (n_d).

- El ancho de los conductos de flujo es la distancia perpendicular a 2 líneas de flujo y se asume un valor promedio (w).
- La línea AB representa el máximo nivel de carga (carga al 100%), la línea DE representa el nivel de carga cero.

1.4.4 Caudal

Para calcular el caudal unitario, esto es en un metro del frente de tablestaca, se utiliza la siguiente relación:

$$Q = k \times i \times A \quad (2.1)$$

$$Q = \frac{V}{T} \quad (2.2)$$

1.4.5 Resistencia del Suelo

Para analizar la resistencia que ofrece la masa de suelo cuando es sometida a efectos de filtración se considera un parámetro particularmente interesante, el número de Lane (N_L). Teniendo en cuenta los parámetros antes explicados, este parámetro se calcula mediante la siguiente relación:

$$N_L = \frac{(\frac{1}{3} \sum DH + \sum DV)}{\Delta H} \quad (2.3)$$

Mediante la anterior relación se determina un valor que está en función del tipo de suelo a través del cual ocurre el flujo. El número que se obtiene del cálculo significa el mínimo valor que un suelo pueda soportar en una condición de carga de agua. Mientras más grande es el número de Lane respecto al valor mínimo preestablecido, mayor es el factor de seguridad que tiene el suelo frente a la posibilidad de erosión interna (tal es el caso de la tubificación).

La siguiente tabla que ha sido realizada a partir de determinaciones tácticas muestra lo siguiente:

Tabla 1.1.- Coeficientes mínimos según Lane [3]

Arena muy fina o limo	8.5
Arena fina	7.0
Grava media	3.5
Cantos rodados	2.5
Arcilla blanda	3.0

1.4.6 Gradiente hidráulico

Es un parámetro que permite valorar la acción de las cargas de agua en función de la distancia de recorrido del flujo. Esta forma se define el gradiente hidráulico

$$i = \frac{\Delta H}{L} \quad (2.4)$$

La interpretación del gradiente hidráulico es en sentido contrario al del número de Lane, ya que cuanto mayor sea el gradiente hidráulico mayor es la posibilidad de que el suelo sufra erosión por causa de las fuerzas de filtración. Por esta razón se busca que los gradientes hidráulicos sean los más bajos posibles para evitar las ocurrencias de tubificación u otros fenómenos de erosión interna del suelo. [2]

1.4.7 Permeabilidad del Suelo

Es un parámetro que permite valorar el flujo en las masas de suelo, por lo general se lo denomina coeficiente de permeabilidad (k), que se expresa en unidades de velocidad es decir m/s o cm/s, cuanto menor sea el coeficiente de permeabilidad, menor es la posibilidad de flujo en una masa de suelo.

El conocimiento de la permeabilidad permite deducir la posibilidad de aplicar soluciones geotécnicas como las inyecciones e impermeabilización. [4]

1.4.8 Resistencia de Suelos

El comportamiento de la resistencia del suelo se valora casi siempre por la resistencia a la compresión simple, sin embargo, una forma más precisa de valorar la resistencia de suelo es la resistencia al corte, pudiendo ser al corte directo o mediante ensayos triaxiales.

Si se establece que un determinado tipo de suelo tiene un bajo valor de resistencia y por esto puede fallar por las fuerzas de filtración, es posible mejorar la resistencia mediante tratamientos a dicho suelo, para que soporte las fuerzas de filtración.

1.4.9 Mejora de las propiedades mecánicas de los suelos

Existen varias posibilidades de mejorar las propiedades de resistencia de los suelos, la más conocida es la compactación, otra alternativa que puede utilizarse dependiendo de que los suelos tengan una buena permeabilidad es el tratamiento de inyecciones, cuando los suelos tiene una muy baja permeabilidad no es posible inyectarlos.

Otra posibilidad de mejorar las características de un suelo constituye procedimientos de mezclas con otros suelos de tal manera que el producto final obtenga las propiedades de resistencia más convenientes. Un procedimiento que ha sido bastante investigado y con buenos resultados constituyen las mezclas de suelo con el cemento portland. Lo que se logra de esa combinación son materiales que adquieren mayor resistencia lo cual se puede demostrar fácilmente mediante los ensayos de compresión.

CAPÍTULO 2

2. METODOLOGÍA

El presente trabajo se inició con la revisión de la información técnica existente, habiéndose conocido que se disponía de 3 trabajos de consultoría, mediante los cuales se construyeron obras que en la práctica no se constituyeron en soluciones.

Se realizó la revisión de los cálculos y análisis efectuados y se desarrollaron anotaciones y comentarios analíticos de dichos trabajos.

Posteriormente se efectuaron visitas de campo, constatando el estado actual de la obra y conociéndose que al operar la compuerta ingresaban grandes caudales de agua por debajo de la losa de cimentación de la misma, lo que determinó que el proyecto no funcionaba.

Se realizaron trabajos de prospección geotécnica adicionales en el sitio, donde la obra presentó las fallas y daños operacionales. Se tomaron muestras y se realizaron los ensayos de laboratorio con la finalidad de lograr una caracterización geotécnica.

Se determinaron las posibles causas de los daños ocurridos en la obra actualmente construida. Adicionalmente se determinaron los parámetros más importantes que intervienen en el comportamiento del dique seco. A continuación se elaboraron modelos teóricos con la finalidad de valorar el comportamiento que habían tenido los suelos por causa de la acción de los flujos de agua en el interior de las masas de suelo.

Determinadas las causas de los daños ocurridos y los parámetros que intervienen, se analizaron tres alternativas de solución a los problemas ocurridos, que tienen como constante, reducir el riesgo de tubificación en las masas de suelo que se encuentran bajo la cimentación de la obra.

La primera alternativa es proceder a la demolición de toda la estructura de cimentación, que consiste en eliminar toda la base de la compuerta que tiene aproximadamente un espesor de 1.25 m., el objetivo de esta demolición es reemplazar las capas del suelo que sufrieron la tubificación, por una capa más gruesa de suelo, compactada para resistir las fuerzas de filtración. Las restricciones de esta solución tienen que ver con la vinculación estructural que tiene la viga portante de la compuerta, con los pilotes profundos que soportan la carga total de la misma. La otra restricción constituye la presencia del nivel freático la cual impide o limita el proceso de compactación de las capas de suelo. Los pilotes obstaculizarían una compactación apropiada.

La segunda alternativa de solución consiste en la construcción de una pantalla de inyecciones, mediante el procedimiento del jet grouting. Ésta pantalla cuya profundidad mínima sería de 6 m, tiene la capacidad de bloquear el flujo de agua y por lo tanto no permitir la tubificación. La restricción que tiene esta solución es la presión de inyección, la cual podría desplazar (como un efecto de gato hidráulico) la viga de soporte de la compuerta; otro limitante sería que debido a la falta de confinamiento el mortero del jet grouting podría subir a la superficie. Dentro de esta misma segunda alternativa se efectuó un análisis para realizar inyecciones mediante lechadas muy diluidas que se introduzcan en la masa del suelo; se formuló esta solución por cuanto en las perforaciones realizadas se había determinado que se tenían estratos de arena fina, sin embargo, cuando mediante una calicata profunda se tomaron muestras de suelo se estableció que en realidad los suelos contenían tanto arena como arcilla. Se sometieron las muestras a ensayos de permeabilidad obteniéndose valores del orden de 1.5×10^{-8} cm/s con lo que se determinó la imposibilidad de realizar inyecciones.

La tercera alternativa consiste en sustituir las masas de suelos afectadas por la tubificación con una mezcla de suelo-cemento, para lo cual se propone demoler un ancho de 2.55 m a lo largo de toda la losa externa de la compuerta, la profundidad de excavación propuesta, desalojando los subsuelos afectados es de 3 m. complementariamente debe construirse una pantalla de tablestacas desde el borde

de la losa externa (cota -3,00), rodeando esta hasta 12 m. de profundidad (cota -15,00). La condición necesaria es que las tablestacas pegadas unas con otras queden ligadas estructuralmente a la losa, por lo que esta última debe ser picada y luego debe fundirse concreto, uniendo las tablestacas con hierro de la losa. Se reitera que toda la pantalla debe tener una longitud de empotramiento de 12 m.

Debido a que en la parte interior del suelo de cimentación de la viga portante de la compuerta, se produjo la salida de caudales y se rellenó de cascajo y de rocas, se plantea que estos materiales que actúan como drenes, deben ser desalojados y reemplazados por la mezcla de suelo-cemento, en un ancho de 2.55 m y una longitud de 24 m, con una profundidad de 2 m.

2.1 Criterios para la elección de la alternativa más conveniente

Para elegir la alternativa a diseñar se propone elaborar un cuadro con varios criterios de ponderación el mismo que se presenta a continuación:

Tabla 2.1.- criterios de elección de alternativas

	Criterios y Ponderación, 100 puntos al 20% cada criterio					Menor puntuación, mayor viabilidad
	Tiempo de ejecución	Dificultad para construir	Afectación a la estructura construida	Riesgo de Falla	Costo de las soluciones	
Alternativa 1	12	16	18	18	15	79
Alternativa 2	15	15	18	15	18	81
Alternativa 3	20	14	10	10	18	72

2.2 Descripción de impacto ambiental

Dado que la obra del proyecto dique seco ha sido construida hace más de 13 años, dicha intervención generó inicialmente la destrucción del borde del cauce natural del río Guayas, además al efectuar la excavación del reservorio, se eliminó importante volumen de los materiales del depósito aluvial que se encuentran en esa margen del río Guayas.

La construcción del reservorio también afecto al sistema de drenaje natural hacia el cauce, además modifíco el régimen de flujo interno de las masas de suelo.

Con la excavación realizada el agua fluye hasta la posición del nivel freático. Se constató que a nivel de la losa exterior de la compuerta se produce una surgencia (ojo de agua) de agua de aproximadamente $0.573 \text{ lt/s}\cdot\text{m}$ lo cual fue registrado mediante varias mediciones en campo. Existe en la actualidad un dique de tierra que impide el paso de parte de los caudales del río Guayas hacia el reservorio.

Es importante señalar que para la operación del dique seco, el dique de suelos antes mencionado debe ser retirado, con lo cual los caudales que deben ingresar al reservorio (un pequeño lago), van a estar controlados por la operación de la compuerta, en un caso permitiendo el ingreso de caudales y el embalsamiento para el ingreso de las embarcaciones y en otro caso, conteniendo los caudales para mantener el dique seco.

En la anterior situación la compuerta cerrada equivale aproximadamente al borde natural de la rivera del río.

Es importante señalar que adyacente a lo que será el dique seco, en la actualidad se encuentra operando un astillero para dar servicios de reparación a embarcaciones de pequeño y mediano calado. Existe un sistema de elevación y rampa para llevar las embarcaciones hasta el sitio donde se repara. Se realizan actividades de corte, soldadura, sandblasting, etc.

2.2.1 Afectaciones generadas por la construcción de la solución

Dado que se propone construir la alternativa 3, por ser la más viable, se tendrán las siguientes afectaciones:

- A. Construcción de la pantalla de tablestacas.- consistirá en el hincado de tablestacas hasta una profundidad de 12 m. procedimiento que consiste en el impacto de una masa en la parte superior de la tablestaca generando un sonido de la magnitud que se produce en las instalaciones del astillero.

- B. Dado que se debe demoler parte de la losa dicha acción requiere de martillos neumáticos demoledores que operan con la ayuda de un compresor, de esta forma se generará ruido y también emisiones de gases de combustión.
- C. Para realizar las excavaciones se utilizara una retroexcavadora la cual como toda máquina generará emisiones de gases de combustión y ruido. El impacto de esta esta acción será poco significativo ya que en todo ese entorno operan maquinarias y existen frecuente presencia de embarcaciones.

2.2.2 Manejo de los impactos ambientales

- A. La hincas de tablestaca puede ser un procedimiento de poca incidencia de ruido, se utiliza un sistema de impulso con vibración evitando así los impactos.
- B. La ruptura de la losa genera un ruido que va a causar mayor afectación a los operadores de los martillos. Todo el personal dedicado a esta actividad debe contar con protectores de oídos, mascarillas para protección respiratoria y gafas protectores de ojos.
- C. Es importante recalcar que para realizar la excavación primero se hincaran tablestacas perimetrales para de esta forma mantener la estabilidad en el momento que la cuchara de la retroexcavadora saca los materiales, esta acción también permitirá garantizar la estabilidad y por tanto la seguridad en la operación.

CAPÍTULO 3

3. RESULTADOS Y ANÁLISIS

3.1 Análisis de las condiciones actuales

3.1.1 Determinación del caudal mediante aforo

Para realizar el aforo de caudales se procedió a construir una calicata de aproximadamente 2.0 m de largo, 1.5 m de ancho y 2m de. Luego de hacer la excavación se bombeó el agua que se había acumulado y a partir de cero, repitiendo tres secuencias de vaciado y llenado se midió el tiempo (T). Conociéndose el volumen (V) se determinó el caudal (Q), aplicando, $Q=V/T$. El caudal se determinó en litros/s.

La secuencia de lecturas antes mencionada se realizó tanto para marea baja como para marea alta, con la finalidad de establecer el efecto de la variación de la carga de agua atravesando la masa de suelo.

Los datos obtenidos en el aforo se presentan en las tablas 3.1, 3.2 y 3.3

Tabla 3.1.- Lectura de tiempo de llenado y vaciado en marea baja de 165 gln

LECTURA	1	2	3
TIEMPO DE LLENADO	0:21:30	0:21:05	0:21:17
TIEMPO DE VACIADO	0:02:08	0:02:10	0:02:12

Tabla 3.2.- Lectura de tiempo de llenado y vaciado en marea alta 165 gln

LECTURA	1	2	3
TIEMPO DE LLENADO	0:18:10	0:18:41	0:18:33
TIEMPO DE VACIADO	0:02:10	0:02:12	0:02:12

Tabla 3.3.- Tabla de cálculo de caudales

CAUDAL Q(lt/s x m)		
MAREA BAJA	lectura 1	0,484
	lectura 2	0,494
	lectura 3	0,489
MAREA ALTA	lectura 1	0,573
	lectura 2	0,557
	lectura 3	0,561

Dando como resultado una filtración total a lo largo (18 m) de la cimentación de la compuerta de 10,31 lts/s (0,573 lts x 18m).

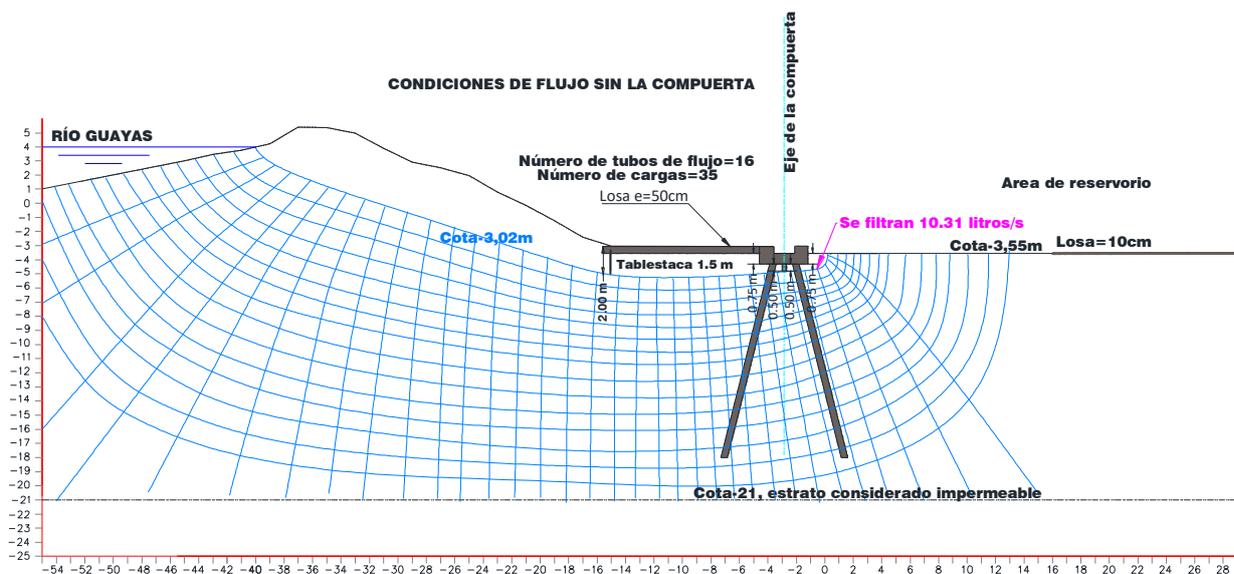


Figura N°3.1.- Perfil topográfico actual, la base y cimentación de la compuerta, la losa externa y las tablestacas menos profundas (1.5m), sin la compuerta.

3.1.2 Análisis de los caudales generados mediante red de flujo, con la compuerta colocada

Dado que se realizó una prueba real, con la compuerta colocada, es decir una carga de casi 8 metros, atrás de dicha estructura metálica, se estableció la verdadera magnitud del problema existente. En realidad, bajo la cimentación de la compuerta, ya no se dieron filtraciones, empezaron a salir violentamente

caudales turbulentos de más de $12.5 \text{ m}^3/\text{s}$, lo que se puede apreciar en la Figura N°3.2.



Figura N°3.2.- colocada la compuerta y con la carga de agua total, se colapsó o disparó la masa de suelos de la cimentación. También se observan caudales que se dejaron pasar por la compuerta para disminuir la carga que estaba erosionando progresivamente los suelos de cimentación.

En la Figura N°3.3, se presenta una interpretación aproximada del fenómeno de erosión interna del suelo ocurrido.

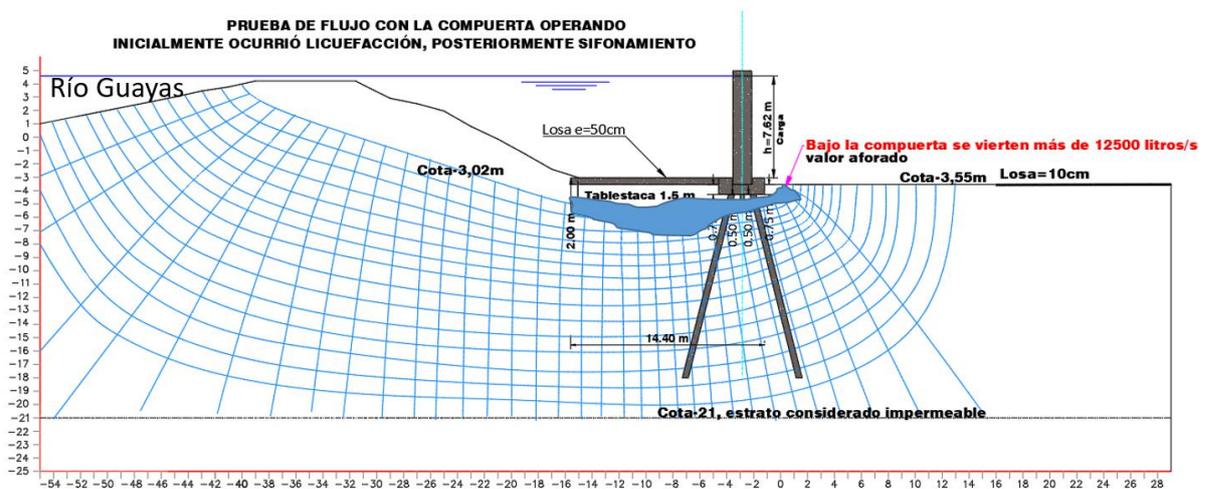


Figura N°3.3.- Erosión interna de la masa de suelos permitiendo el paso de grandes caudales.

Teniendo en cuenta el volumen del embalse y el tiempo que tomó en llenarse, hasta que se igualaron los niveles de carga, se estima que los caudales tuvieron un valor promedio de $12.5\text{m}^3/\text{s}$. Lo que implica que en ese costado de la cimentación de la compuerta existen boquerones o grandes sifones ya que de la tubificación, en segundos, pasó al sifonamiento.

También se deduce que el relativamente enorme caudal fluyó solo en un costado de la cimentación de la compuerta (costado Norte), coincidiendo con el hecho de que en ese mismo frente sólo se tiene, al final de una losa de 50cm de espesor, tablestacas de 1.5m de extensión. En el resto de ese frente de control de flujos, las tablestacas tienen según los reportes aproximadamente 6m.

De este análisis se deduce que la causa de la tubificación y el sifonamiento es el corto camino de recorrido del flujo, que hace que, con la carga completa en la compuerta, los gradientes hidráulicos sean muy elevados, superiores al gradiente hidráulico crítico del suelo. Teniendo en cuenta que la longitud del flujo es de 20.4m y la carga hasta la cimentación es de 7,62m, el gradiente hidráulico es 0.373, en tanto que el gradiente crítico del suelo 0.326. Cabe anotar que la tubificación ya pudo haberse presentado antes de la prueba de llenado de la compuerta, antes mencionada.

Otro análisis que demuestra que ocurrió el fenómeno de erosión interna que se convirtió en sifonamiento, es la determinación del número de Lane, lo que se presenta a continuación. Tal como se puede constatar en los cálculos, existiendo la losa y las tablestacas de 1.5m, el número de Lane es 1,42, debiendo ser 3, para el tipo de suelos que se tiene en la cimentación.

$$N_L \geq \frac{\frac{1}{3}(\sum DH) + \sum DV}{H}$$

$$N_L \geq \frac{\frac{1}{3}(14.40) + (2.00 + 1.50 + 0.75 + 0.50 + 0.50 + 0.75)}{7.62}$$

$$N_L \geq \frac{10.80}{7.62}$$

$$N_L \geq 1.42 \quad \therefore N_L \ll \text{AL MINIMO REQUERIDO SEGUN LANE (VER TABLA 1.1)}$$

3.2 Formulación de las soluciones

Las soluciones que a continuación se formulan en conocimiento pleno de las causas de la tubificación y sifonamiento, tratan consecuentemente de aumentar el camino del flujo para bajar notablemente el gradiente hidráulico y además reparar el daño causado por el sifonamiento.

Para lograr los objetivos señalados se propone la construcción de una pantalla de tablestacas hasta 12m de profundidad, bordeando total la losa construida inicialmente como una solución a la tubificación. La segunda solución es reemplazar el suelo erosionado y los espacios vacíos por una masa de suelo-cemento que se profundiza hasta 3m. Ver figuras 3.4 y 3.5.

Solución con tablestacas de L=12 y tratamiento con suelo cemento

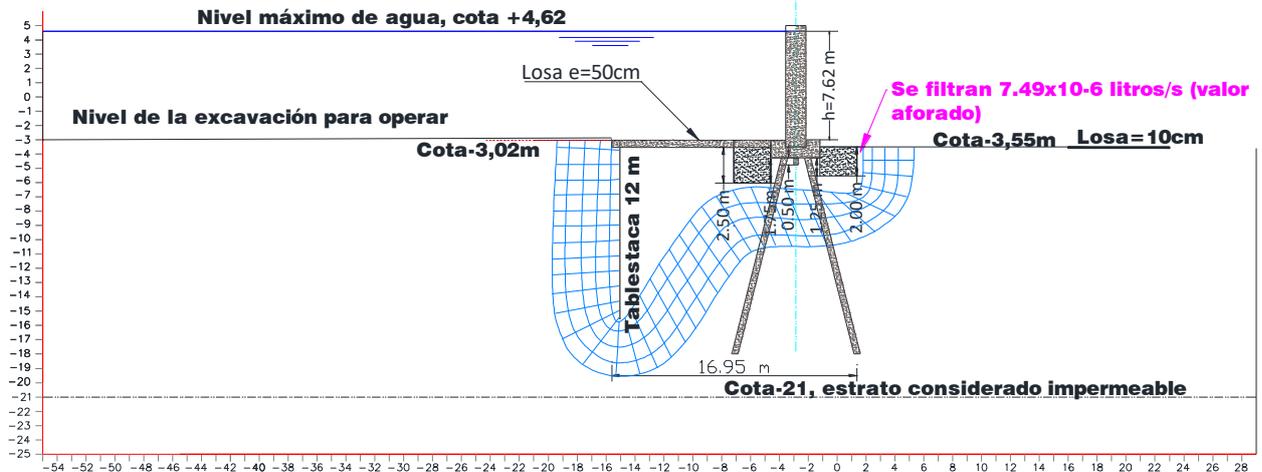


Figura N°3.4.- Efecto favorable en la red de flujo hincando tablestacas de 12 m. Además se aprecian las masas de suelo-cemento, justo en el sitio de paso de los caudales.

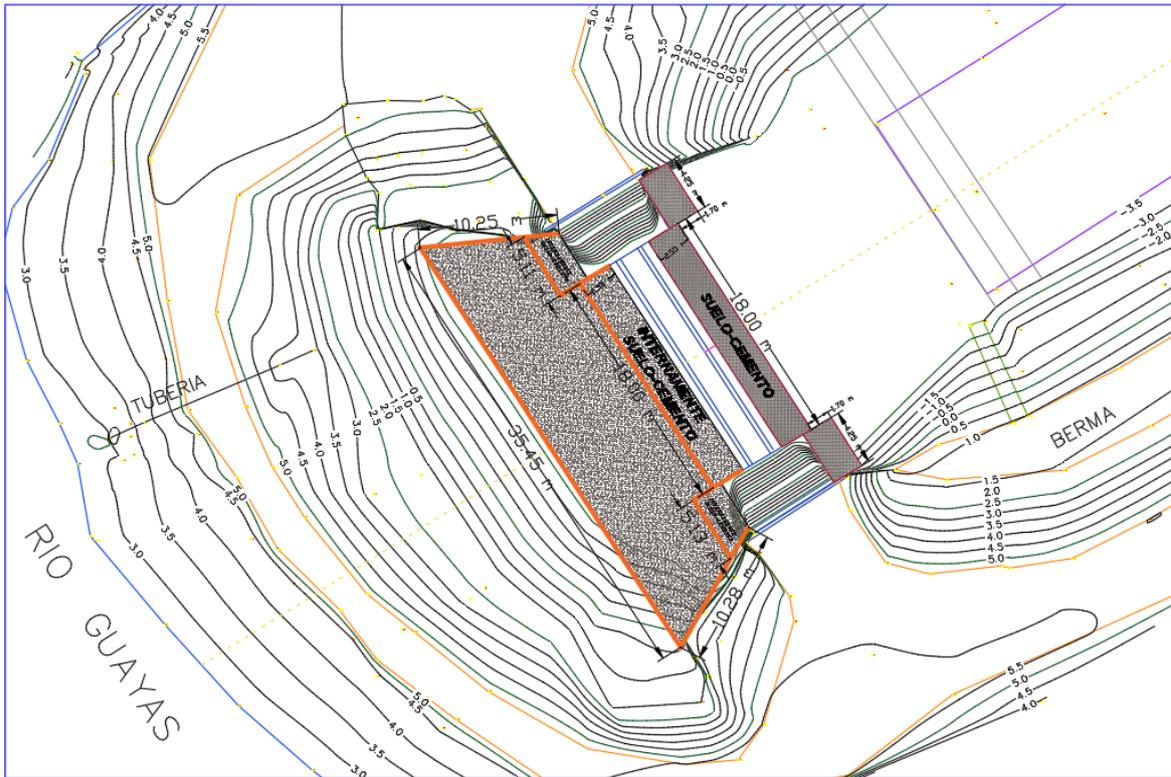


Figura N°3.5.- Vista en planta de la pantalla de tablestacas y la solución de suelo cemento en torno a la estructura de cimentación de la compuerta.

Para demostrar la eficacia de la solución, se calculó el caudal de filtraciones, obteniéndose un valor de 7.49×10^{-6} litros/s, un valor insignificante. Adicionalmente se procedió a calcular el número de Lane que se obtiene, que es de 5,01, bastante mayor que el mínimo requerido, con lo cual se asegura la eficacia de la solución.

Cálculo de caudal

$$Q = k * \frac{\Delta H}{L} * A$$

$$Q = 1.5 * 10^{-8} * \frac{762}{4945} * (1800 * 1800)$$

$$Q = 7.49 * 10^{-3} \text{ cm}^3/\text{s}$$

$$Q = 7.49 * 10^{-6} \text{ lts/s}$$

Cálculo de número de Lane

$$N_L \geq \frac{\frac{1}{3}(16.95) + (12 + 12 + 2.5 + 1.75 + 0.50 + 0.50 + 1.25 + 2.00)}{7.62}$$
$$N_L \geq \frac{38.15}{7.62}$$

$$N_L \geq 5.01 \quad \therefore N_L > \text{AL MINIMO REQUERIDO SEGUN LANE (VER TABLA 1.1)}$$

Es importante señalar que en la construcción de la solución de suelo cemento, se debe demoler la losa de 50 cm actualmente existente y además excavar 2.50m bajo el nivel de la losa. Dado que se trata de suelos muy blandos que han sufrido tubificación y sifonamiento, en todo caso serán suelos removidos, antes de proceder a la excavación se requieren hincar tablestacas de 6m, para evitar derrumbes. Luego de terminada la excavación, el fondo debe ser sometido a compactación mediante impacto de una masa de al menos media tonelada, si se hunde la superficie, se debe colocar más material hasta que la profundidad de la superficie compactada sea 2.5m. Entonces se debe proceder a la colocación de la mezcla de suelo-cemento, que debe ser compactada con rodillo manual en capas de 0.50 cm. Los demás detalles se presentan en especificaciones.

Respecto a las tablestacas hincadas existen dos alternativas, retirar las tablestacas o dejarlas. La segunda opción es la más conveniente, porque se incrementa más la longitud de la primera línea de flujo, por lo que disminuye el gradiente hidráulico y también el caudal de filtraciones. En la figura 3.6 se presenta un perfil con la solución que deja las tablestacas de 6m.

Solución con tablestacas de L=12, tratamiento con suelo cemento y tablestacas de 6m

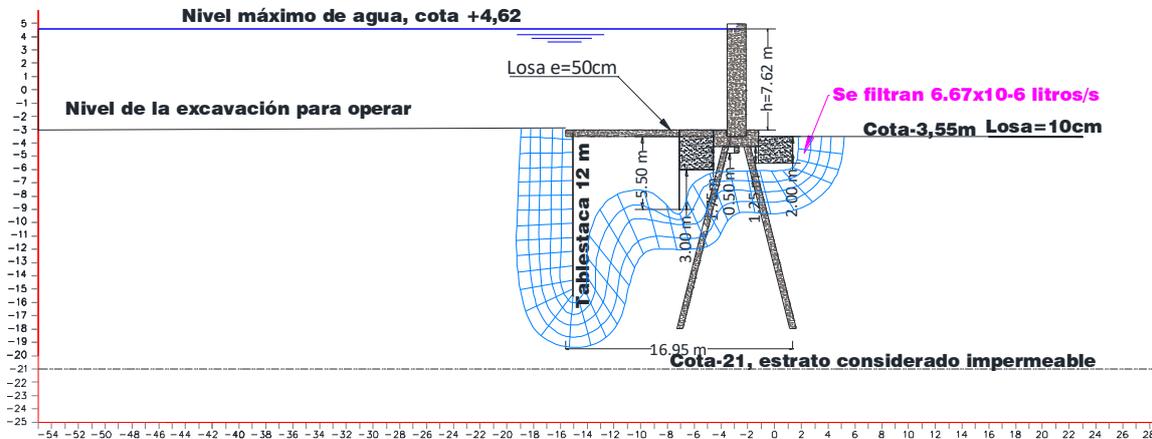


Figura N°3.6.- Solución dejando también las tablestacas de 6m, hincadas para excavar en la cimentación.

A continuación se presentan el cálculo de las filtraciones que determinan un valor de 6.67×10^{-6} litros/s y además el número de Lane que se logra al dejar las tablestacas de 6m, que es de 5.79, valor evidentemente mayor que el mínimo requerido.

Cálculo de caudal

$$Q = k * \frac{\Delta H}{L} * A$$

$$Q = 1.5 * 10^{-8} * \frac{762}{5545} * (1800 * 1800)$$

$$Q = 6.67 * 10^{-3} \text{ cm}^3/\text{s}$$

$$Q = 6.67 * 10^{-6} \text{ lts/s}$$

Cálculo de número de Lane

$$N_L \geq \frac{\frac{1}{3}(16.95) + (12 + 12 + 5.50 + 3.00 + 1.75 + 0.50 + 0.50 + 1.25 + 2.00)}{7.62}$$

$$N_L \geq \frac{5.65 + 38.50}{7.62}$$

$$N_L \geq \frac{44.15}{7.62}$$

$N_L \geq 5.79 \therefore N_L > \text{AL MINIMO REQUERIDO SEGUN LANE (VER TABLA 1.1)}$

3.3 Ensayos de laboratorio

Mediante muestras tomadas en las capas de suelo que se tienen bajo la viga de cimentación se realizaron los siguientes ensayos geotécnicos:

- Determinación de la permeabilidad
- Cuantificación de los porcentajes de materiales para suelo-cemento

Se efectuaron 3 intentos de ensayos de permeabilidad, ya que el primer paso para la determinación de dicho parámetro consiste en la saturación de la muestra, la cual no se dio, en el lapso de 3 días de iniciado el ensayo. Ante esta situación se dedujo que la permeabilidad era muy baja y se la estimó en un valor de 1.5×10^{-8} cm/s.

El segundo trabajo de laboratorio fue de establecer la mezcla para lograr los mejores resultados de resistencia del suelo cemento. Se realizaron mezclas con las relaciones suelo-cemento (en peso) 3:1 y también 4:1. En total se realizaron 7 muestras, las cuales fueron sometidas a un proceso de saturación ya que el suelo cemento va a trabajar bajo el nivel freático.

Luego de saturadas las muestras 28 días se constató que las probetas que tenían la relación 4:1 se habían desmoronado, en tanto que las otras (relación 3:1) si permitieron la saturación por lo que fueron sometidas a los ensayos de compresión simple.

A partir de las observaciones realizadas se dedujo que no era conveniente realizar mezclas de relación suelo cemento 4:1 y se asumió en consecuencia que los resultados a considerar eran los obtenidos en los ensayos de compresión simple.

Pesos de los cilindros ensayados

$$\left. \begin{array}{l} W1= 3,01020 \text{ Kg} \\ W2= 2,9832 \text{ Kg} \\ W3= 3,0005 \text{ Kg} \\ W4= 3,0231 \text{ Kg} \end{array} \right\} W_{\text{Prom}}= 3,00177 \text{ Kg}$$

Dimensiones de los cilindros

Altura= 0,204 m

Diámetro= 0,098 m

$$A = \pi \frac{d^2}{4}$$

$$A = \pi \frac{0,098^2}{4} = 7,54 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$V = Ah$$

$$V = 7,54 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \times 0,204 \text{ m} = 1,54 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

Obtención de peso para m³ de suelo-cemento

$$1,54 \times 10^{-3} \text{ m}^3 = 3,00177 \text{ Kg}$$

$$1,00 \text{ m}^3 = 1.949,201 \text{ Kg}$$

Suelo-cemento con relación 1:3, a/c= 0,45

Cemento = x	}	438,02 Kg (9 sacos de cemento)
Suelo = 3x		1.314,07 Kg (1 palada de retroexcavadora 310)
Agua = 0,45 x		197,11 Kg (9 canecas de agua)

$$x+3x+0,45x = 1949,201 \text{ Kg}$$

$$4,45x = 1949,201 \text{ Kg}$$

$$X = 438,02 \text{ Kg (8,7 sacos de cemento por m}^3 \text{ de suelo-cemento)}$$

Tal como se observa en la figura N°3.7 las resistencias de las mezclas suelo-cemento evaluadas fluctúan entre 0.842MPa y 1,06MPa. Siendo la resistencia del suelo obtenida en los ensayos efectuados en la consultoría se obtienen valores de resistencia a la compresión simple de 0,055 a 0,070 MPa, esto significa que la resistencia obtenida en el suelo cemento es más de 10 veces que la que tiene el suelo arcilloso del sitio, por lo que tienen la suficiente resistencia para no ser erosionado.

Adicionalmente, la carga de agua que tendrá al llenar la compuerta será de 0,08MPa, por lo que se mantiene la relación 10:1 a favor de la resistencia a la tubificación, por lo que se deduce que la solución planteada es la conveniente.

Nombre Parametros Unidad	Max_Fuerza Calc. at Entire Areas kN	Max_Tension Calc. at Entire Areas MPa
1	7.96	1.06
2 bentonita	7.8	1.03
3	6.74	0.894
4	6.35	0.842
Media	7.2125	0.9565
Desviacion Estandar	0.78974	0.10509
Rango	1.61000	0.21800

Figura N°3.7.- Resultados de ensayo de compresión simple, de la relación suelo-cemento 3:1.

3.4 Presupuesto

Mediante el análisis de costos unitarios se llegó a determinar que el presupuesto de ejecución de obras es de \$140.940,99, valor obtenido aplicando 20% por costos de administración y utilidades.

PROYECTO: ESTUDIOS Y DISEÑOS DE SOLUCIONES PARA RESOLVER EL PROBLEMA GEOTECNICO DEL DIQUE SECO ASENABRA S.A.					
PRESUPUESTO DE ALTERNATIVA SELECCIONADA					
RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	DEMOLUCION DE LOSA DE HORMIGON	m3	24,17	\$ 42,05	\$ 1.016,35
2	EXCAVACION MECANICA DE SUELOS	m3	313,8	\$ 6,66	\$ 2.089,91
3	SUMINISTRO DE TABLESTACA METALICA DE 12 m, e=6 mm	u	71	\$ 879,87	\$ 62.470,77
4	SUMINISTRO DE TABLESTACA METALICA DE 6m, e=6 mm	u	46	\$ 441,83	\$ 20.324,18
5	HINCA DE TABLESTACA	m	1128	\$ 12,48	\$ 14.078,96
6	RELLENO Y COMPACTACION DE SUELO-CEMENTO	m3	313,8	\$ 88,18	\$ 27.670,88
7	HORMIGON F'c= 110 Kg/cm2 (REPLANTILLO e=7 cm)	m2	71,83	\$ 10,06	\$ 722,61
8	HORMIGON F'c=240 Kg/cm2 (LOSA e=50 cm)	m3	30,71	\$ 265,04	\$ 8.139,38
9	ACERO ESTRUCTURAL F'y= 4200 Kg/cm2	Kg	1933,6	\$ 2,29	\$ 4.427,94
VALOR TOTAL SIN IVA					\$ 140.940,99
SON: CIENTO CUARENTA MIL NOVECIENTOS CUARENTA CON 99/100 DE DOLARES AMERICANOS + IVA					
VALOR SIN UTILIDADES E IMPREVISTOS (COSTO REAL SIN IVA)					\$ 112.752,79
SON: CIENTO DOCE MIL SETECIENTOS CINCUENTA Y DOS CON 79/100 DE DOLARES AMERICANOS + IVA					

Figura N°3.8.- Presupuesto de la solución propuesta.

Para el mejor manejo del proceso constructivo es conveniente que la empresa ASENABRA contrate un ingeniero residente de obra, con lo que los costos reales deberán incluir aproximadamente 2 meses de sueldo del mencionado profesional, lo que se estima \$3,000. Este costo debe sumarse a los \$112.752,79.

Se adjunta a continuación el cuadro de presupuestos en función a los diferentes rubros que se aplicas, y los APUS del presupuesto se adjuntan en el anexo.

3.5 Especificaciones Técnicas

3.5.1 Tablestaca metálica

Descripción:

Son perfiles laminados de acero, que hincados en el terreno, forman parte de la cimentación de una estructura o lo estabilizan de acuerdo con lo mostrado en los planos y/o lo aprobado por el residente y la fiscalización.

Unidad: Metro (m)

Equipo mínimo: soldadora, herramientas menores

Mano de obra calificada: Soldador, ayudante de soldador, peón.

Materiales o Características técnicas

Se utilizará calidad del acero ASTM A36, de espesor 6 mm. Estos materiales deberán cumplir en todo lo especificado en los planos o con lo ordenado por el Residente y aprobado por fiscalización

Normativa

Las tablestacas metálicas para su elaboración satisfarán los requisitos señalados en el reglamento ASTM

Procedimiento de trabajo

Las tablestacas metálicas se construirán de la longitud, de la sección, resistencia, con el refuerzo y demás características fijadas en los planos y/o aprobados por el Residente. Cuando lo muestren los planos y/o lo apruebe el residente y la fiscalización, las tablestacas metálicas deberán llevar un ducto central en toda su longitud, del diámetro y características que permitan verificar la profundidad de hincamiento y su verticalidad o inclinación.

Medición y pago

La unidad de medida para fines de control y liquidación será el metro (m), incluye transporte.

3.5.2 Hinca de tablestaca metálica

Descripción

Consiste en la tarea de hincar en el terreno de la obra, las tablestacas metálicas prefabricadas, mediante un dispositivo mecánico de acuerdo a lo ordenado por el residente y aprobados por fiscalización.

Unidad: Unidad (u)

Equipo mínimo: Herramienta menor, vibrohincador, soldadora.

Mano de obra calificada: Operador de maquinaria, peón, soldador.

Procedimiento de trabajo

Las tablestacas metálicas, deberán ser hincadas con martillos vibrohincador.

Las guías para el hincado de las tablestacas, se fijarán en su lugar por medio de tirantes o brazos rígidos que le permiten libertad de movimiento al martillo y le proporcionen apoyo lateral a la tablestaca.

Previamente a la soldadura para unir dos tramos de tablestacas, se tendrá especial cuidado en el alineamiento.

Las tablestacas deberán ser hincadas en el lugar, en la forma, a la elevación y a la penetración o capacidad de carga mínima indicada en los planos u ordenada por el Residente.

Las cabezas de las tablestacas se empotrarán dentro de las fundaciones de la estructura, penetrando la longitud indicada en los planos.

Medición y pago

La unidad de medida para fines de control y liquidación será la unidad (u).

3.5.3 Hormigón portland $F'c= 240 \text{ Kg/cm}^2$

Descripción

Este trabajo consistirá en el suministro, puesta en obra, terminado y curado del hormigón estructural, de acuerdo con los requerimientos de los documentos contractuales y las instrucciones y aprobaciones del Fiscalizador. Este trabajo incluye la fabricación, transporte, de los elementos estructurales.

El hormigón para estructuras estará constituido por cemento Portland, agregado fino, agregado grueso, aditivos (bombeado y premezclado), si se requiere, y agua, mezclados en las proporciones especificadas o aprobadas y de acuerdo con lo estipulado en esta sección.

La clase de hormigón a utilizarse en una estructura determinada será indicada en los planos o en las disposiciones especiales y satisfará los requerimientos previstos en el código ACI-318.

Unidad: Metro cubico (m^3)

Equipo mínimo: Vibrador.

Mano de obra calificada: Peón, carpintero, albañil, maestro de obra,

Materiales o Características técnicas

Agregados para Hormigón

Los agregados para hormigón se regirán a los lineamientos de granulometría indicados en la norma ASTM C-33, y las recomendaciones de las normas ACI y de la PCA referentes a su textura, composición química, impurezas, etc.

1. Agregado Grueso.

Salvo que las especificaciones particulares designen otra cosa, los agregados para el hormigón cumplirán las exigencias granulométricas del ASTM.

Estos agregados serán aquellos que estén retenidos en el tamiz N 4 (abertura de 4.75 mm).

2. Agregado Fino.

Salvo que las especificaciones particulares designen otra cosa, los agregados para el hormigón cumplirán las exigencias granulométricas del ASTM.

Estos agregados serán aquellos que pasen el tamiz N 4 (abertura de 4.75 mm), y que sean retenidos en el tamiz N 200 (abertura 72 micrones).

3. Agua

El agua que se emplea en hormigones y morteros deberá ser aprobada por el Fiscalizador; será limpia, libre de impurezas, y carecerá de aceites, álcalis, ácidos, sales, azúcar y materia orgánica. El agua potable será considerada satisfactoria para emplearla en la fabricación de morteros y hormigones.

4. Cemento

El cemento que se utilizará será el Portland tipo I que cumpla con la norma ASTM C-150 en su última versión.

5. Inhibidor de corrosión en el uso del hormigón

Con el fin de proporcionar protección contra la corrosión del acero de refuerzo, se considerará el uso de inhibidores de corrosión, el mismo que debe cumplir los siguientes aspectos:

Etapas de construcción: Todos los elementos de hormigón estructural con la finalidad de ser protegidos contra la corrosión deberán utilizar en su mezcla fresca un inhibidor de corrosión el mismo que deberá tener la siguiente característica:

Migra por difusión y presión de vapor a través del hormigón para depositar sobre la armadura una película protectora de propiedades hidrofóbicas.

Alcance de la Protección.-	Áreas anódicas y catódicas del metal estructural.
Tipo de Inhibidor.-	Fase de vapor, orgánico de carboxilato de ánima
Dosificación.-	1 litro por metro cubico de hormigón.

Normativa

El hormigón y los materiales utilizados para su elaboración satisfarán los requisitos señalados en el reglamento ACI-318 y ASTM

Procedimiento de trabajo

El Constructor presentará los diseños de las diferentes variedades de hormigones a ser utilizados en la obra, para aprobación de Fiscalización, con la debida anticipación.

En el sitio se realizará el ensayo de asentamiento según la norma ASTM C 143. La diferencia en el asentamiento de las muestras no deberá exceder de 2.5 cm.

La resistencia específica del concreto para cada parte de las estructuras deberá ser igual o mayor a la indicada en los planos. Los requisitos se basarán en la resistencia a la compresión a los 28 días de acuerdo con los ensayos de la ASTM C-31, C-39 Y C-172.

Las muestras para las pruebas de resistencia correspondientes a cada clase de concreto deberán tomarse no menos de una vez por día.

Para cada ensayo se deberán tomar seis muestras representativas del concreto y se deberán curar y moldear bajo las condiciones de temperatura y humedad estipuladas en

la norma ASTM C-31, dos para ensayarlos a los siete días, dos a los 28 días y dos que servirán como testigos.

El resultado de los ensayos será el promedio que resulte de los cilindros ensayados. Ninguno de los cilindros considerados para el promedio podrá tener una desviación mayor del 15% de la resistencia especificada. Si en las pruebas verificadas no se obtienen las resistencias requeridas, se podrá ordenar y aprobar los cambios en las proporciones de la mezcla para ejecución de las obras restantes y el refuerzo o la reconstrucción de las obras ejecutadas con concretos defectuosos. Estos trabajos serán hechos por cuenta y cargo del Contratista.

Se repararán las fallas que pueda presentar un hormigón fundido por defectos en el proceso de vertido y/o vibrado del hormigón, y que requiera de reparaciones de los elementos estructurales.

Medición y pago

La unidad de medida para fines de control y liquidación será la unidad (m³).

3.5.4 Demolición de estructuras de hormigón armado

Descripción:

Este trabajo consiste en la demolición total o parcial de la estructura en las zonas que indiquen los documentos del proyecto y la remoción.

El Contratista antes de iniciar los trabajos, alcanzará a la Supervisión con la debida anticipación, un plan de trabajo para la demolición de estructuras, para su revisión y aprobación.

UNIDAD: Demolición M3

MATERIALES:

Los materiales provenientes de la demolición que, a juicio del Supervisor sean aptos para rellenar y emparejar la zona de demolición u otras zonas del proyecto, se deberán utilizar para este fin.

El material que suministre el Contratista para el relleno de las zanjas, fosas y hoyos resultantes de los trabajos, deberá tener la aprobación previa del Supervisor.

EQUIPOS MINIMO

Bobcat, cortadora de hormigón,, herramienta menor

MANO DE OBRA CALIFICADA

Operador de martillo, operador de cortadora, ayudante

MEDICION Y PAGOS

La medida para la demolición ejecutada de acuerdo con los planos, la presente especificación, y las instrucciones del Supervisor, se hará por metro cúbico (m³), aproximado al décimo.

3.5.5 Excavación mecánica

Descripción

Se refiere este ítem a la ejecución de todas las excavaciones y retiro a máquina del material del terreno requerido, según las actividades indicadas en planos o por el Contratante y/o el Interventor.

Las dimensiones de las excavaciones se determinan en los planos y detalles del proyecto estructural.

UNIDAD: excavación m3

Medida y Forma de Pago:

La medida de pago serán los metros cúbicos excavados, de acuerdo con los niveles y dimensiones anotados en los planos o por el Contratante y/o la Interventoría. No se reconocerán costos adicionales por derrumbes, ni bombeos.

EQUIPOS MINIMO

Retroexcavadora o equipo mecánico a motor, salvo aquellos sitios donde por interferencias de estructuras construidas, deba excavar a mano.

MANO DE OBRA CALIFICADA

Operador de retroexcavadora, ayudantes

MEDICION Y PAGOS

La medida para la excavación ejecutada de acuerdo con los planos, la presente especificación, y las instrucciones del Supervisor, se hará por metro cúbico (m³), aproximado al décimo

3.5.6 Relleno y compactación

El relleno se hará por capas sucesivas de tierra, de no más de 50 cm de espesor con adecuado riego y perfectamente apisonados para asegurar una buena compactación y una resistencia mínima de 1 kg/cm².

Compactación: Consiste en la ejecución de las obras necesarias para la compactación de suelos, hasta obtener el peso específico aparente indicado, e incluye las operaciones del manipuleo, del equipo necesario y los riegos con agua que sean necesarios para lograr el fin propuesto.

CAPÍTULO 4

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

- Mediante los estudios realizados se ratifica que bajo la cimentación de la compuerta del dique seco existe un proceso de erosión interna progresiva, por lo cual se anula la posibilidad de que el proyecto funcione.
- La principal causa del fenómeno de tubificación constituye los altos rangos de gradientes hidráulicos que se generan por una carga aproximada de 8 metros de altura y recorrido menor a una decena de metros, lo cual ha sido demostrado mediante los correspondientes cálculos.
- En las condiciones actuales el número de Lane de los suelos es mucho menor que el mínimo requerido para que no exista tubificación.
- Dado que existe obra construida se tiene varias restricciones para diseñar las soluciones apropiadas.
- Las soluciones necesarias para evitar procesos de erosión interna, son aquellas que alargan el recorrido del flujo, bajando el gradiente hidráulico y disminuyendo la fuerza de filtración.
- Con las soluciones que se proponen, el gradiente hidráulico disminuye notablemente y los factores de seguridad frente al riesgo de tubificación son bastantes altos.
- Los costos que se deducen de las soluciones propuestas constituyen un valor significativamente bajo, respecto a la inversión realizada hasta el momento.

4.2 Recomendaciones

- Es importante que las soluciones que han sido diseñadas sean construidas sin modificaciones, siguiendo las especificaciones técnicas formuladas.
- Como consecuencia del tipo de estudio realizado, se recomienda realizar análisis de la especialidad de hidráulica de suelos en todos los proyectos que requieren excavaciones y donde se presentan flujos de agua a presión.

BIBLIOGRAFÍA

Libros y Textos:

[1] Rodas, F., Estudio de la Necesidad, Dimensionamiento e Implantación de un Dique Seco para Servir a la Flota Mercante de Tráfico Internacional. Tesis de Grado de Ingeniero Naval, Facultad de Ingeniería Marítima y Ciencias del Mar, ESPOL, 1997.

[3] Terreros, C., Mecánicas de suelos práctica, segunda edición mejorada, ESPOL, 2007.

Artículos de Conferencias

[2] M. A. Chávez, Apuntes de curso de mecánica de fluidos en FICT, 2008

[4] M. A. Chávez, Apuntes de curso de mecánica de suelos en FICT, 2007

ANEXOS