



Convenio de Asociación No.001 de 2013

ASOCARS – UNIVERSIDAD DEL VALLE

ZONIFICACIÓN DE AMENAZAS POR INUNDACIONES DEL RÍO
CAUCA EN SU VALLE ALTO Y PLANTEAMIENTO DE
OPCIONES DE PROTECCION



Santiago de Cali, Mayo de 2014

Copia NO controlada CVC

PRESENTACION

El presente documento forma parte integral de los productos resultantes del desarrollo del Convenio de Asociación No. 001 de 2013 firmado entre ASOCARS y la Universidad del Valle, con la asistencia técnica y financiera de la firma holandesa ARCADIS Nederland BV durante los años 2012 a 2014.

Su objetivo principal ha sido elaborar una guía de localización y criterios de diseño y construcción de obras de protección contra inundaciones en el río Cauca. Servirá de referencia para los profesionales encargados de elaborar los diseños de este tipo de obras, sin desconocer los aportes que dichos diseñadores pueden involucrar en los proyectos, fruto de su propia experiencia.

Igualmente, esta guía permitirá a las entidades como la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca - CVC, disponer de un documento de referencia para revisar, evaluar, y aprobar este tipo de proyectos para protección contra inundaciones.

RESUMEN

Este documento ha sido concebido como un referente dirigido a los profesionales de diseño de obras civiles, autoridad ambiental, autoridades de municipios afectados por los desbordamientos del río Cauca y en general a los usuarios (agricultores y ganaderos) de los terrenos aledaños al cauce del río los cuales sufren pérdidas económicas y daños materiales con las inundaciones.

Se pretende aportar con la capacitación de todos los actores de la sociedad, con miras a enfrentar las amenazas por inundación con un enfoque preventivo más que reactivo, reducir la vulnerabilidad, principal determinante de los daños causados por los desastres, y fortalecer las estrategias de desarrollo sostenible.

El documento está estructurado en cuatro capítulos, de la siguiente manera:

CAPITULO 1: Dedicado a la descripción técnica del tipo de obras que usualmente se utilizan para la protección contra inundaciones y los procesos de erosión asociados.

CAPITULO 2: Titulado “Datos del proyecto y requerimientos de ingeniería básica”, en este capítulo se hace referencia a los aspectos técnicos mínimos recomendados para tener en cuenta por parte del ingeniero diseñador al momento de abordar un proyecto de protección contra inundaciones.

CAPITULO 3: Contiene las especificaciones técnicas mínimas que se deben tener en cuenta tanto para la elaboración de los planos de diseño como para la construcción de las obras.

CAPITULO 4: Se relacionan y describen a manera de glosario los términos técnicos utilizados en la guía y sus documentos asociados. Igualmente se presentan algunas abreviaturas y símbolos utilizados en estos temas.

MARCO CONCEPTUAL

“Desastre es la destrucción, parcial o total, transitoria o permanente, actual o futura, de un ecosistema y, por tanto, de vidas humanas, del medio y de las condiciones de subsistencia.

Los desastres se presentan cuando se desencadena una fuerza o energía potencialmente destructiva (amenaza) en un medio que se caracteriza por condiciones de debilidad ante esta, o por la incapacidad para reponerse de sus efectos (vulnerabilidad). La vulnerabilidad determina la intensidad del desastre, es decir, el grado de destrucción de la vida e infraestructura.

La amenaza depende de la energía o fuerza potencialmente peligrosa, de su predisposición a desencadenarse y del detonador que la activa. La vulnerabilidad es función del grado de exposición, la protección preestablecida, la reacción inmediata, la recuperación básica y la reconstrucción.

La vulnerabilidad de un sistema está dada por su propensión a sufrir transformaciones significativas como consecuencia de su interacción con procesos externos o internos. Por transformación significativa se entiende un cambio de índole estructural o, al menos, relativamente permanente y profundo (CEPAL, 2003)”.

La prevención de los desastres se realiza actuando sobre la amenaza (cuando es posible) y sobre cada uno de los elementos que determinan la vulnerabilidad. La mayoría de los desastres pueden evitarse mediante actividades de prevención y mitigación.

Existe una relación sistémica entre la amenaza, vista como la probabilidad de que un evento de determinada magnitud y tipo ocurra en un período determinado y la vulnerabilidad, referida a elementos construidos en el ecosistema que agravan el fenómeno o exponen a la población. En ese marco, el riesgo se puede entender como una función compleja de la amenaza y la vulnerabilidad. **El riesgo se puede definir como la vulnerabilidad relativa a una amenaza preexistente, incrementada por el uso inadecuado, la explotación excesiva o la gestión inapropiada del patrimonio natural.**

Ecosistema

En ocasiones se piensa, en forma errada, que el concepto de ecosistema se aplica tan solo al dominio animal y vegetal, e incluso se supone que existe una oposición entre este y los seres humanos. En realidad, la noción de ecosistema incluye a los seres humanos, a los demás seres vivos y al medio físico. Hay, por tanto, ecosistemas naturales (aquellos en los que no ha habido intervención humana) y ecosistemas construidos o intervenidos.

Algunos autores definen Ecosistema como el conjunto de relaciones existentes entre comunidades de seres vivos (plantas, bacterias, animales, personas) y el medio físico en el que se desarrollan. Los ecosistemas pequeños son parte de otros más grande y estos, a su vez, de otros, hasta el que abarca al conjunto del planeta. Un ecosistema es estable cuando las comunidades y los elementos que lo conforman logran, en un contexto cambiante, relaciones de equilibrio que permiten la conservación y evolución de todos, en ciclos más o menos largos.

Por ende, la estabilidad de los ecosistemas depende de su capacidad para resistir y adaptarse a los fenómenos naturales o evolucionar con ellos. Entre los fenómenos naturales cíclicos se destaca el clima, que es uno de los factores más influyentes a corto y mediano plazo, por sus efectos en la temperatura, la estacionalidad y las lluvias.

También tienen una gran influencia los incendios, inundaciones y deslizamientos de tierra. En ocasiones, estos son desastrosos para un ecosistema y, por tanto, para la vida humana, ya que modifican el equilibrio existente.

En los ecosistemas, los efectos más importantes de la acción humana son los siguientes:

- La destrucción, fragmentación o transformación radical de diversos hábitat, causada por una intervención inadecuada; el cambio climático, debido a la acumulación de gases de efecto invernadero en la atmósfera;
- El agotamiento de la capa de ozono de la estratosfera;
- La contaminación del aire, el suelo y el agua con el vertimiento de residuos de la industria, la agricultura y las concentraciones de población;
- La introducción de plantas, animales y parásitos en ecosistemas vulnerables a estos, y
- La sobreexplotación de los recursos naturales, que pone en peligro la existencia de ciertas especies y afecta las cadenas de conservación de los ecosistemas.

Garantizar el bienestar de los seres humanos y controlar el deterioro de los ecosistemas es el reto más importante para preservar la vida. De esta certeza nace el concepto de **desarrollo sostenible**, que alude al desarrollo económico, social y ambiental que permite hacer frente a las necesidades actuales sin poner en peligro el ecosistema global ni la capacidad para satisfacer las necesidades de las generaciones futuras.

Los desastres no son naturales

El término desastre natural quizás no sea el más apropiado para comprender el fenómeno, sensibilizar a la comunidad e integrar a los actores que deberían involucrarse en una efectiva gestión del riesgo y una política preventiva.

Los llamados desastres ocurren sobre todo en zonas pobladas y afectan a sitios vulnerables que han sido ocupados por una sociedad para su residencia u otros fines. La localización de las actividades humanas compete a las personas y a sus formas de organización, por lo tanto, que se produzca un desastre no depende solo de la naturaleza sino también de la decisión de instalar un asentamiento o actividad humana sin tomar en consideración las amenazas existentes y las vulnerabilidades que se desarrollan, variables que constituyen una situación de riesgo potencial.

Se puede definir “desastre” como una situación de daño, desencadenada como “resultado de la manifestación de un fenómeno de origen natural, siconatural o antrópico que, al encontrar condiciones propicias de vulnerabilidad en una población, causa alteraciones intensas, graves y extendidas en la estabilidad y condiciones de vida de la comunidad afectada.

El daño de un desastre obedece a que el sistema y sus elementos no están en capacidad de protegerse de la fuerza amenazante o de recuperarse de sus efectos” (Lavell, 2003b).

Los desastres o eventos relacionados con pérdidas y daños humanos y materiales significativos han ocurrido desde que la humanidad existe como tal. Suceden cuando un grupo social, país o región no toma las medidas para evitarlo, pero también cuando estos no son capaces de recuperarse por sus propios medios para restituir (salvo por las irrecuperables pérdidas de vidas humanas) las condiciones previas al desastre.

Con el transcurso del tiempo, los conceptos de desastre y de riesgo han cambiado, desde un enfoque fatalista y de orígenes divinos, pasando por uno centrado en las actividades de control de la amenaza y, sobre todo, en la emergencia y la recuperación hasta el concepto actual, en que el riesgo se entiende como un proceso continuo, dinámico, cambiante en el tiempo y vinculado al desarrollo. Este proceso es una construcción social, que recibe influencia y retroalimentación de dinámicas sociales, económicas y políticas, es decir, de decisiones individuales o colectivas, deliberadas o no.

Desde este punto de vista, el desastre es la consumación de un proceso, a veces de larga data, de generación de condiciones de riesgo en la sociedad.

Por lo tanto, un desastre es un riesgo no manejado, la materialización del peligro latente, detonada por un evento “externo”. Este último puede ser natural (actividad sísmica, volcánica, epidemias y huracanes), socionatural (**deforestación o prácticas agrícolas que crean o potencian el efecto de inundaciones**, sequías y algunas epidemias) y antrópicas (producto directo de actividades humanas como derrames tóxicos, contaminación del suelo, aire y agua, desechos radioactivos). También forman parte de esta dinámica los efectos concatenados o sinérgicos, que crean amenazas complejas capaces de amplificar significativamente los riesgos. (Ver nota 1)

La gestión del riesgo de desastre es un proceso social cuyo fin es la reducción, la previsión y el control permanente de dicho riesgo en la sociedad, en consonancia con el logro de pautas de desarrollo humano, económico, ambiental y territorial sostenibles. En principio, admite distintos niveles de intervención, que van desde lo global hasta lo local, comunitario y familiar.

Requiere de la existencia de sistemas o estructuras organizacionales e institucionales que reúnan, de acuerdo con modalidades de coordinación establecidas y con papeles diferenciados y acordados, las instancias colectivas de representación de los actores e intereses relacionados con la construcción del riesgo y su reducción, previsión y control (Lavell, 2003a).

Nota 1: Un sismo puede generar un deslizamiento que obstruya un río, y determinar inundaciones y nuevas avalanchas. El mismo fenómeno puede desencadenarse por lluvias fuertes que afecten una ladera deforestada y provoquen un deslizamiento.

TABLA DE CONTENIDO

Página

CAPITULO 1: DESCRIPCION TECNICA DEL TIPO DE OBRAS

1.1	INTRODUCCION	1.1
1.2	TIPOS DE OBRAS	1.2
1.2.1.	TIPOS DE DIQUE	1.3
1.2.1.1.	Diques en tierra o terraplenes	1.5
1.2.1.2.	Diques en enrocado	1.8
1.2.1.3.	Diques en bolsacretos y geocolchón	1.10
1.2.1.4.	Diques en concreto	1.13
1.2.1.5.	Diques en tierra armada	1.16
1.2.1.6.	Diques fusible	1.18
1.2.2.	OBRAS PARA PROTECCION DE ORILLA	1.20
1.2.2.1.	Espolones o espigones	1.20
1.2.2.2.	Poliedros de concreto	1.23
1.2.2.3.	Paneles sumergidos	1.24
1.2.2.4.	Tablestacas	1.26
1.2.3.	CANALES ABIERTOS INTERCEPTORES DE DRENAJE	1.28
1.2.3.1.	Canales en tierra	1.29
1.2.3.2.	Canales revestidos	1.33
1.2.4.	OTROS ELEMENTOS	1.38
1.2.4.1.	Compuertas fusible	1.38
1.2.4.2.	Estructura tipo pantalla en concreto para el control de niveles de agua en los humedales	1.44
1.3	OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES FINALES	1.45
1.4	REFERENCIA BIBLIOGRAFICA	1.47

CAPITULO 2: DATOS DEL PROYECTO Y REQUERIMIENTOS DE INGENIERIA BASICA

2.1	INTRODUCCION	2.1
2.2	GENERALIDADES	2.2

2.3	TIPOS DE MEDIDAS Y OTROS ASPECTOS	2.3
2.3.1	Medidas estructurales	2.4
2.3.2	Medidas no estructurales	2.6
2.3.3	Aspectos sociales	2.7
2.3.4	Determinación de la extensión de la zona aluvial y la frecuencia de las inundaciones.	2.7
2.3.5	Alternativas de los proyectos	2.8
2.4	DATOS DEL PROYECTO	2.9
2.5	REQUERIMIENTOS DE INGENIERIA BASICA	2.11
2.5.1.	EN LA ETAPA DE PREDISEÑO	2.11
2.5.1.1.	Investigación preliminar de proyectos existentes en el sector	2.12
2.5.1.2.	Investigación de campo	2.12
2.5.1.3.	Estudios básicos (geología, geomorfología, topografía, hidrología, hidráulica, suelos y áreas potenciales para préstamo de materiales)	2.12
2.5.1.4.	Identificación y análisis de alternativas	2.14
2.5.2.	EN LA ETAPA DE DISEÑO	2.14
2.5.2.1.	Aspectos generales	2.14
2.5.2.2.	Determinación de la geometría del dique (altura, anchos de corona, pendientes de los taludes)	2.15
2.5.2.3.	Localización en planta del eje del dique respecto al río	2.17
2.5.2.4.	Borde libre	2.19
2.5.2.5.	Radios de curvatura	2.20
2.5.2.6.	Materiales a utilizar para conformar el cuerpo del dique	2.20
2.5.2.7.	Materiales y/o productos a incorporar al cuerpo del dique para mitigar la vulnerabilidad frente al ataque de la hormiga arriera.	2.22
2.5.2.8.	Análisis de estabilidad	2.23
2.5.2.9.	Chequeo de infiltraciones	2.37
2.5.2.10.	Chequeo de asentamientos	2.45
2.5.2.11.	Diseño de obras complementarias y/o intervenciones para protección frente a procesos de erosión:	2.49
	- Biomecánicas	2.49
	- Mecánicas	2.57
2.6.	REFERENCIA BIBLIOGRAFICA	2.70

CAPITULO 3: ESPECIFICACIONES TECNICAS DE CONSTRUCCION Y DE PLANOS

3.1	INTRODUCCION	3.1
3.2	ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA CONSTRUCCION DE TERRAPLENES	3.2
3.2.1	Preparación del terreno	3.2
3.2.2	Materiales	3.3
3.2.3	Equipos	3.5
3.2.4	Manejo ambiental	3.5
3.3	REQUERIMIENTOS GENERALES DE CONSTRUCCION	3.6
3.3.1	Localización y replanteo de la obra	3.6
3.3.2	Base y cuerpo del terraplén	3.6
3.3.3	Corona del terraplén	3.7
3.3.4	Acabado	3.7
3.3.5	Limitaciones en la ejecución	3.7
3.3.6	Estabilidad	3.8
3.3.7	Aceptación de los trabajos	3.8
3.4	COMPACTACION DE LOS DIQUES	3.10
3.4.1	Introducción	3.10
3.4.2	Características generales de la compactación de los suelos	3.12
3.4.3	Objetivos de la compactación	3.13
3.4.4	Proceso de compactación en campo	3.13
3.4.5	Clasificación de las máquinas de compactación	3.13
3.4.6	Métodos para la compactación según el tipo de material	3.21
3.4.7	Control de la compactación	3.26
3.5	NUCLEO IMPERMEABLE	3.28
3.5.1	Uso de geosintéticos	3.28
3.5.2	Uso de la bentonita como impermeabilizante de suelos	3.30
3.5.3	Uso de láminas impermeabilizantes	3.32
3.6	REVESTIMIENTO DE LOS TALUDES DEL TERRAPLEN	3.34
3.6.1	Con material vegetal	3.34
3.6.2	En concreto y/o mortero	3.36
3.7	REFERENCIA BIBLIOGRAFICA	3.40

ANEXO No.1	ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA PRESENTACION DE PLANOS	3.41
A.1.	INTRODUCCION	3.42
A.2.	ROTULACION DE LOS PLANOS	3.43
A.3.	ESCALAS	3.43
	A.3.1 Tipos de escalas	3.44
	A.3.2. Escalas normalizadas	3.44
A.4.	FORMATOS	3.45
A.5.	MARGENES Y MARCO	3.46
A.6.	NUMERACION DE PLANOS	3.47
A.7.	PLEGADO Y ARCHIVADO DE PLANOS	3.47
A.8.	BASE DE DATOS DE PLANOS	3.48
A.8.	PRINCIPALES CONVENCIONES DE DIBUJO	3.49

CAPITULO 4: DEFINICION DE TERMINOLOGIA, SIMBOLOS Y ABREVIATURAS

4.1	INTRODUCCION	4.1
4.2	TERMINOLOGIA	4.2
4.3	ABREVIATURAS	4.27
4.4	SIMBOLOS	4.30

LISTADO DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía	Descripción	<u>Página</u>
1	<i>Antiguo terraplén en el Reino Unido</i>	1.7
2	<i>Diques en enrocado (foto 1)</i>	1.8
3	<i>Diques en enrocado (foto 2)</i>	1.9
4	<i>Uso de enrocado para protección de taludes (rip-rap)</i>	1.10
5	<i>Diques en bolsacretos y geocolchón</i>	1.11
6	<i>El geocolchón, una solución flexible</i>	1.13
7	<i>Protección de taludes (revestimientos)</i>	1.13
8	<i>Esquema tridimensional de un dique de gravedad</i>	1.16
9	<i>Dique de gravedad construido</i>	1.16
10	<i>Espolones en gaviones (foto 1)</i>	1.21
11	<i>Espolones en gaviones (foto 2)</i>	1.21
12	<i>Protección de orilla con poliedros</i>	1.23
13	<i>Cauce del río Banadía en el Sector S3, ubicado aguas abajo del terraplén de la carretera, pocos días después de la instalación de los conjuntos de paneles en este sector. (HIDROCONSULTA LTDA., octubre, 2006)</i>	1.25
14	<i>Detalle del proceso de montaje de un panel</i>	1.25
15	<i>Detalle de tablestaca metálica construida</i>	1.26
16	<i>Un canal natural se abre paso por el campo</i>	1.31
17	<i>Canal revestido en concreto</i>	1.33
18	<i>Canal de tierras protegido con geomantas</i>	1.34
19	<i>Geomanta instalada en la base y taludes de un canal</i>	1.34
20	<i>Canal tres meses después, completamente cubierto de vegetación.</i>	1.35
21	<i>Compuertas fusible en la Presa Terminus – California, Estados Unidos</i>	1.40
22	<i>Otras ilustraciones de las compuertas fusible instaladas y en operación</i>	1.42
23	<i>Otras ilustraciones de las compuertas fusible instaladas y en operación</i>	1.42
24	<i>Otras ilustraciones de las compuertas fusible instaladas y en operación</i>	1.43
25	<i>Otras ilustraciones de las compuertas fusible instaladas y en operación</i>	1.43
26	<i>Rotura de un dique</i>	2.18
27	<i>Revestimiento del talud con geomembrana y finalmente pisada con la capa de enrocado o riprap</i>	2.42
28	<i>Engramado del nuevo dique, que entre febrero y marzo del año 2014, está construyendo la CVC sobre la margen derecha del río Meléndez en la zona del separador de la autopista Simón Bolívar de Cali.</i>	2.49
29	<i>Cultivos de Vetiver</i>	2.52
30	<i>Detalle de plántula de Vetiver en crecimiento</i>	2.52
31	<i>Detalle del sistema radicular del Vetiver en crecimiento</i>	2.56
32	<i>Proceso de avance de erosión de orilla.</i>	2.57

33	<i>Tablestaca en madera en construcción</i>	2.66
34	<i>Detalle de tablestaca metálica en construcción</i>	2.66
35	<i>Trabajos de hincado de una tablestaca metálica.</i>	2.67
36	<i>Bulldozer en etapa de extendido del material para luego ser compactado</i>	3.12
37	<i>Apisonadora de rodillos lisos</i>	3.15
38	<i>Rodillo "Patatas de cabra"</i>	3.15
39	<i>Apisonadora clásica de rodillo liso delantero y ruedas neumáticas traseras</i>	3.15
40	<i>Densímetro nuclear para obtener verificaciones del grado de compactación "in situ"</i>	3.27
41	<i>Instalación de geomembrana sobre el talud mojado de un terraplén</i>	3.30
42	<i>Revestimiento de taludes con engramado</i>	3.34
43	<i>Revestimiento de taludes con maní forrajero</i>	3.35
44	<i>Aplicación de concreto lanzado (shotcrete) sobre talud reforzado con malla electrosoldada</i>	3.37
45	<i>Aplicación de concreto lanzado sobre un talud</i>	3.39

LISTADO DE FIGURAS

Figura	Descripción	<u>Página</u>
1	<i>Partes principales de un dique</i>	1.4
2	<i>Esquema ilustrativo de un albardón</i>	1.5
3	<i>conformación de un núcleo impermeable</i>	1.6
4	<i>Secciones típicas de muros de gravedad</i>	1.14
5	<i>Muros en voladizo o en ménsula</i>	1.15
6	<i>Muros con contrafuertes</i>	1.15
7	<i>Sección transversal típica de un talud reforzado con geotextil</i>	1.18
8	<i>Esquema básico de los diques fusible proyectados en la Mojana</i>	1.20
9	<i>Croquis ilustrativo del efecto de los espolones en un río sinuoso</i>	1.22
10	<i>Esquema de cargas que actúan sobre una tablestaca</i>	1.26
11	<i>Sección transversal típica de tablestaca en "U"</i>	1.27
12	<i>Sección transversal típica de tablestaca en "Z"</i>	1.28
13	<i>Topología típica de la estructura de pantalla para control de niveles a la salida de un humedal</i>	1.44
14	<i>Elementos asociados a un dique</i>	2.10
15	<i>Borde libre</i>	2.20
16	<i>Terraplén con un núcleo impermeable conformado con el uso de geomembrana</i>	2.37
17	<i>Aspectos relativos a los espolones en un río (a) Elementos de diseño (b) Acomodo frente a la socavación.</i>	2.60
18	<i>Formas de colocación de espolones en corrientes de agua</i>	2.61
19	<i>Compactación de taludes con ayuda de grúas o tractores</i>	3.13
20	<i>Curva del próctor obtenida en laboratorio</i>	3.27
21	<i>Detalle de anclaje de la geomembrana sobre la corona y el pié del terraplén</i>	3.30
22	<i>Conformación de un espolón o "pantalla" con geomembrana</i>	3.33
23	<i>Estructura general de rotulación a utilizar para la presentación de planos</i>	3.43

LISTADO DE TABLAS

Tabla	Descripción	<i><u>Página</u></i>
1	Taludes apropiados para distintos tipos de material	1.29
2	Relación plantilla vs. tirante para máxima eficiencia y mínima infiltración	1.30
3	Máxima velocidad permitida en canales no revestidos	1.32
4	Velocidades máximas en hormigón en función de su resistencia	1.36
5	Tamaños de los materiales recomendados en la construcción de terraplenes	3.4

CAPITULO 1

DESCRIPCION TECNICA DEL TIPO DE OBRAS

1.1 INTRODUCCION

En el presente documento, que forma parte integral de la **Guía para Diseño y Construcción de Obras para protección contra inundaciones**, se busca presentar al diseñador y/o constructor algunos referentes sobre el tipo de obras que pueden llegarse a utilizar cuando se trata de mitigar los problemas de inundaciones ocasionadas por los desbordamientos de los cauces naturales, y en particular del río Cauca.

Igualmente, se presentan diferentes de tipos de elementos que resultan pertinentes para ser utilizados en trabajos para mitigar los procesos de erosión de orilla que atentan contra la estabilidad de los diques.

De acuerdo con la GUÍA AMBIENTAL DE PROYECTOS - SUBSECTOR MARÍTIMO Y FLUVIAL del INVIAS (numeral 3.3.5- OBRAS DE PROTECCIÓN DE ORILLA Y CONTROL DE INUNDACIONES), las intervenciones para protección de orilla y control de inundaciones por definición: “... *constituyen obras de defensa o protección de inundaciones las que se ejecutan en las márgenes de los cursos de agua, en una o ambas riberas, para proteger las tierras, poblaciones, instalaciones y otras, contra las inundaciones y la acción erosiva del agua. Las inundaciones son el tipo de desastres más frecuente y devastador y puede ser por eventos rápidos y lentos. Las primeras ocurren especialmente en quebradas y ríos que bajan por las laderas de las montañas y, la segundas, afectan especialmente los valles de los ríos en zonas planas. Los efectos de las inundaciones pueden ser evitados controlando procesos erosivos en las laderas de las corrientes y controlando la presencia de asentamientos humanos en zonas de ronda, cuya cota y/o valor puede estar predefinido en los Planes de Ordenamiento Territorial o estudios existentes sobre cotas máximas de inundación.*”

Finalmente, el Instituto Nacional de Vías –INVIAS, menciona que: “*las emergencias por inundaciones han estado asociadas primordialmente, a los siguientes factores físicos, urbanísticos y de uso del suelo:*

1. *Utilización urbanística de cauces de inundación;*
2. *Utilización urbanística de la llanura de inundación de los ríos;*
3. *Desborde de caños y canales por aguaceros torrenciales;*
4. *Obstrucción de redes de alcantarillado, caños y canales;*
5. *Escorrentía concentrada en áreas urbanizadas y en laderas deforestadas.*”

1.2 TIPOS DE OBRAS

De acuerdo con la Resolución 664 de 1999 del Ministerio de transporte, por medio de la cual se expide el Reglamento de Construcción de Obras Fluviales, las obras de encauzamiento se pueden clasificar en los siguientes grupos:

- Protección frente a inundaciones: son aquellas que tienen por objeto impedir (o dificultar) que el valle aluvial al río se inunde.
- Protección de márgenes: son aquellas que tienen por objeto impedir la destrucción del terreno en los límites del cauce.
- Estabilización del cauce: son aquellas que tienen por objeto asegurar que el río discorra de modo permanente por el cauce.
- Mejoramiento de las condiciones de desagüe: son aquellas que tienen por objeto asegurar que el mayor caudal de agua pase en las condiciones deseadas.
- Formación o fijación del canal navegable: son aquellas que tienen por objeto garantizar una profundidad de agua suficiente para la navegación fluvial.
- Recuperación o restauración ambiental: son aquellas que tienen por objeto conseguir que un río vuelva a tener elementos y espacios de valor natural y recreativo.

TIPOS DE DIQUE: Respecto al grupo de obras para protección contra inundaciones, en este documento se hará referencia a los siguientes tipos de dique:

1. Diques en tierra o terraplenes
2. Diques en enrocado
3. Diques en bolsacretos y geocolchón
4. Diques en concreto
5. Diques en tierra armada
6. Diques fusible

OBRAS PARA PROTECCION DE ORILLA: Respecto al grupo de obras para protección de orillas de los ríos, en este documento se hará referencia a los siguientes elementos:

1. Espolones o espigones
2. Poliedros de concreto (pentápodos y hexápodos)
3. Paneles sumergidos
4. Tablestacas

Adicionalmente, en este documento se incluirá información de referencia sobre los siguientes tipos de estructuras hidráulicas:

CANALES ABIERTOS INTERCEPTORES DE DRENAJE:

1. Canales en tierra
2. Canales revestidos

OTROS ELEMENTOS:

1. Compuertas fusible

1.2.1 TIPOS DE DIQUE:

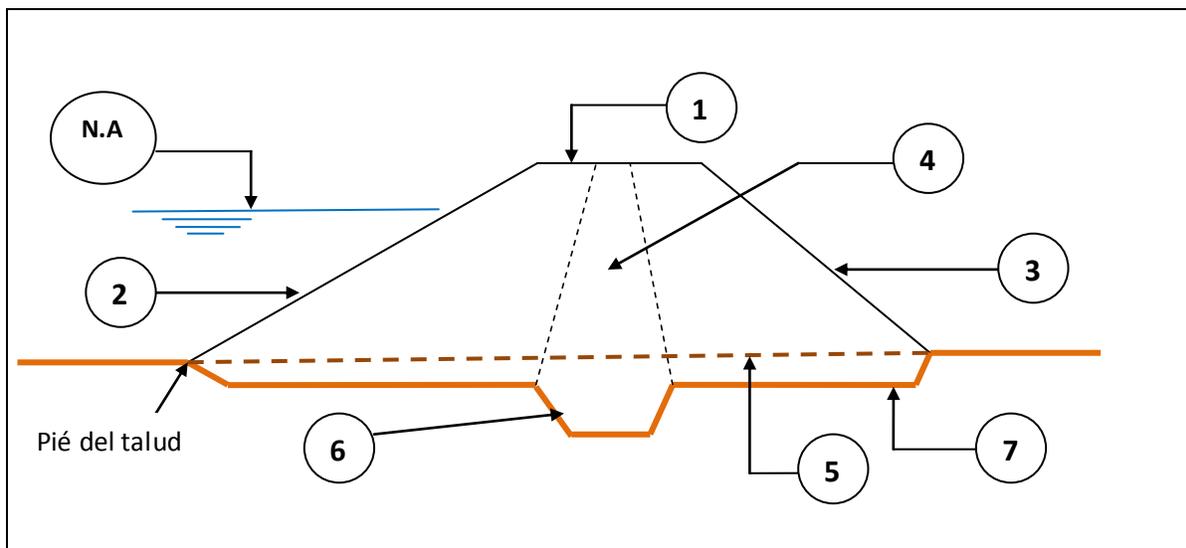
En hidráulica fluvial, un dique es un elemento que cumple una función estructural y normalmente es de sección trapezoidal y se utiliza para contener y evitar el paso del agua durante los eventos de creciente, puede ser natural o artificial y se localiza de forma paralela al curso de un río.

Puede construirse en tierra, en piedra, en material procedente de dragados o en otro tipo de materiales a criterio del diseñador y debidamente aprobados por la interventoría y/o por la entidad competente. Debe retirarse suficientemente de la orilla y tener las dimensiones y materiales adecuados para evitar el rebose, el volcamiento, el deslizamiento y tener todas las protecciones contra los procesos de tubificación y socavación, entre otros.

En el documento titulado “DESIGN AND CONSTRUCTION OF LEVEES” del DEPARTMENT OF THE ARMY U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC 20314 – 1000, se hace referencia al término dique como aquel que se define como un terraplén cuyo propósito primario es suministrar protección frente a los flujos asociados a los niveles altos del agua y por lo tanto estará expuesto a empujes hidráulicos por períodos que duran unos pocos días ó varias semanas en el año.

Por los riesgos asociados a los eventos de colapso de estas estructuras y por los niveles de inversión que representan para las tierras protegidas contra las inundaciones, el diseño y la construcción de estos diques marginales a los cauces naturales ó canales, es recomendable hacerlos cuidando por un adecuado balance entre la seguridad y la economía.

Figura 1. PARTES PRINCIPALES DE UN DIQUE



1	CORONA	4	NUCLEO IMPERMEABLE (v.gr. arcilla)
2	TALUD DE LA CARA MOJADA	5	NIVEL DEL TERRENO ORIGINAL
3	TALUD DE LA CARA SECA	6	ESPOLON O PANTALLA
N.A	NIVEL DE AGUA DEL PROYECTO	7	NIVEL DE CIMENTACION

Se llaman **naturales ó albardones** a los depósitos de material arrastrado por un río en el borde del mismo, durante las crecidas del caudal, lo que va ocasionando, progresivamente, la elevación de la ribera, convirtiéndose en bancos de arena y limo a lo largo de las orillas de un río.

Puesto que el agua lodosa al elevarse sobre el barranco del río ya no queda confinada por el cauce, su velocidad y turbulencia decaen inmediatamente y gran parte de la carga suspendida se deposita cerca del río, pero otra parte es arrastrada más allá para ser depositada en la planicie de inundación. De esta manera el depósito que deja una avenida o creciente es una cuña estrecha que se adelgaza más a medida que se aparta del río, pero en el transcurso de muchos años el efecto acumulado produce un dique natural considerablemente más alto a lo largo de la ribera del río y pueden llegar a alcanzar algunos metros de altura sobre los pantanos vecinos.

El estudio de los diques naturales de los ríos, así como de los puntos vulnerables que se presentan para el eventual reforzamiento y elevación con diques artificiales, constituye un concepto esencial en los trabajos de mantenimiento que deben realizarse en todas las cuencas

hidrográficas, sobre todo, en las zonas o áreas de escasa pendiente, más vulnerables a las inundaciones producidas por los ríos.

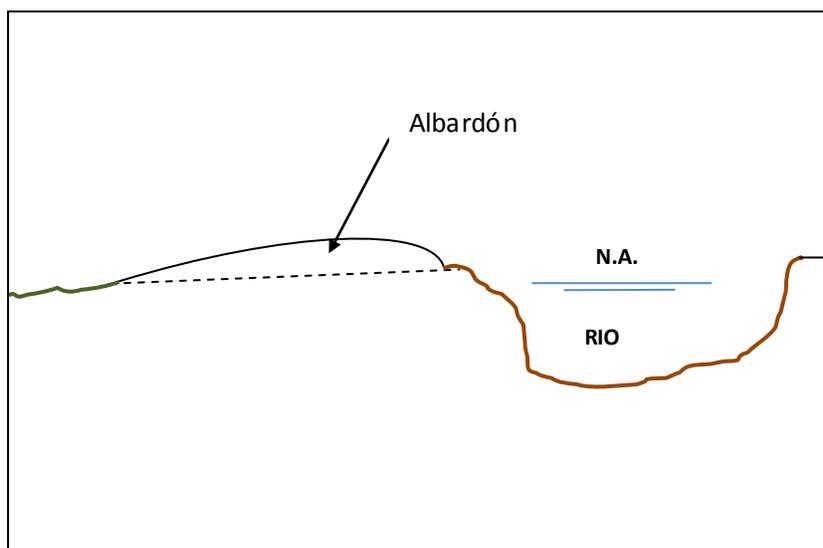


Figura 2. Esquema ilustrativo de un albardón

Los diques artificiales para defensas ribereñas son construidos actualmente siguiendo los criterios técnicos modernos para estructuras de tierra, y en muchos casos su estructura es compleja, comprendiendo una parte de soporte, un núcleo impermeable y drenes de pie para minimizar el riesgo de rupturas.

Existen importantes sistemas modernos de diques a lo largo de los ríos Mississippi y Sacramento en EE. UU.; el Po y el Danubio en Europa.

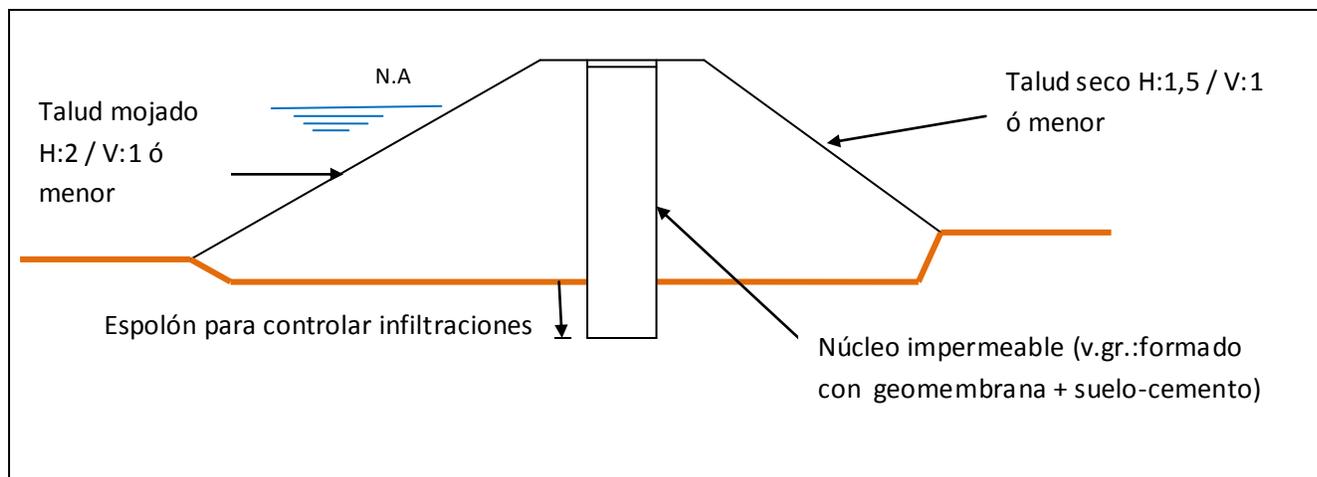
1.2.1.1 Diques en tierra o terraplenes

Un dique en tierra puede utilizar material existente en el sector donde estará emplazado, o puede requerir de la utilización de material de otros sitios (zonas de préstamo), en lo posible no muy distantes por razones económicas, donde las características físico-mecánicas del material ofrezcan condiciones aceptables desde el punto de vista ingenieril para este tipo de obras.

Estos terraplenes son normalmente de sección trapezoidal, con taludes cuya pendiente garantice su estabilidad y un ancho en la parte superior o corona que permita el tránsito de los equipos que se requieren tanto para las actividades de construcción como para el mantenimiento posterior.

Con el propósito de controlar los procesos de infiltración del agua a través del cuerpo del dique y/o la cimentación se puede utilizar, entre otras opciones, la conformación de un núcleo impermeable utilizando materiales como la arcilla, geomembranas, concreto, asfalto, etc.

Figura 3. Esquema ilustrativo de un núcleo impermeable con geomembrana



Los diques en tierra o terraplenes son aquellos en los que más del 50% de su volumen está compuesto por suelo y pueden clasificarse en las siguientes categorías:

- Compactado
- Semicompactado
- Conformado

El compactado es aquel terraplén que se construye en capas horizontales de espesor no superior a veinte (20) cms, controlando el contenido de humedad para lograr una densidad de compactación igual o superior al 95% del ensayo de próctor. Recomendado para protección de centros poblados.

El semicompactado es aquel terraplén que se construye en capas horizontales de espesor no superior a treinta (30) cms. El contenido de humedad corresponderá a la humedad natural; sin embargo, si en opinión de la interventoría el material está demasiado seco para una cilindrada apropiada, deberá adicionarse agua para lograr una densidad de compactación adecuada no inferior al 85% del ensayo de próctor. Recomendado para protección de áreas destinadas al uso agrícola y pecuario y con localización de terraplenes a distancias no superiores a 60 metros medidos entre la orilla del barranco del río y el pie de la cara mojada del terraplén.

El conformado es aquel terraplén que se construye con la simple colocación del material, en sus condiciones de humedad natural, sin utilizar sistemas de compactación, salvo la natural que produzca su propio peso y el paso del equipo de construcción. El uso de este tipo de terraplén estará condicionado al criterio del diseñador y se recomienda su utilización en aquellos casos para protección de áreas destinadas al uso agropecuario y con localización de terraplenes a distancias superiores a 60 metros medidos entre la orilla del barranco del río y el pie de la cara mojada del terraplén.

La Corporación Autónoma Regional del Cauca en el informe CVC No. 81-5 de mayo de 1981 menciona que *“Durante la construcción de un terraplén se presentan situaciones que son imposibles de prever en el diseño y las decisiones que tome el ingeniero Interventor serán decisivas en el posterior funcionamiento del terraplén.*

Es indiscutible que un cuidadoso diseño puede malograrse debido a una mala construcción; por lo tanto, es recomendable que el Interventor y el Diseñador tengan permanente contacto mientras dure la construcción del terraplén, con el fin de procurar que los cambios necesarios durante la construcción no afecten los factores seleccionados en el diseño.”



Fotografía 1. Antigo terraplén en el Reino Unido.

1.2.1.2. Diques en enrocado

Se entiende como enrocado a un conjunto de rocas o bloques pre-fabricados de concreto colocados para conformar o proteger una estructura, las banquetas de un río, un terraplén o dique de la erosión (rip-rap).

La estructura de los diques en enrocado se construirá desde la fundación hacia su coronamiento, de tal forma que cada bloque quede apoyado y trabado en las unidades inferiores. Las rocas deberán quedar siempre bien trabadas unas con otras, de manera que todo el sistema forme un conjunto, bloque o barrera, alineado, compacto y uniforme sin discontinuidades.

El levantamiento de cada una de las unidades de piedra o bloque será por métodos mecánicos, logrando que queden trabadas entre sí y dejando una cantidad mínima de huecos.

Los espacios dejados entre las rocas de mayor tamaño, serán rellenados con rocas de menor tamaño y mortero, cuidando de que las rocas grandes siempre queden expuestas. (ver fotografías 2 y 3)



Fotografía 2. Dique en enrocado (vista a)



Fotografía 3. Dique en enrocado (vista b)

Los diques de enrocado se definen como aquellos conformados por un terraplenado cuya estabilidad depende principalmente de la roca. Los diques de enrocado deben contener una zona impermeable, que usualmente es obtenida mediante:

- a) una membrana impermeable (concreto, geosintética, etc.) en el talud mojado, o
- b) mediante un núcleo impermeable de arcilla.

El término de dique en enrocado puede aplicarse cuando más del 50% del material de relleno puede clasificarse como roca.

Además, en este tipo de diques deben considerarse las medidas o elementos necesarios para producir impermeabilidad en la cimentación.

Los diques en enrocado, particularmente los de núcleo impermeable, tienen como ventajas que pueden ser construidos en tiempo más corto y en temporadas húmedas.



Fotografía 4. Uso de enrocado para protección de taludes (rip-rap)

Otras ventajas de los diques en enrocado es la eliminación de factores como la erosión y las subpresiones que no pueden acumularse en material granular de estas características. Un factor de gran importancia para las presas de enrocado es que al no existir subpresiones y al existir condiciones para que el enrocado se mantenga seco, los movimientos sísmicos no pueden producir incrementos en las presiones de poro o presiones intersticiales.

1.2.1.3. Diques en bolsacretos y geocolchón

Los bolsacretos son formaletas flexibles y permeables. Contienen la masa de mortero o de concreto conformando un enrocado de gran tamaño, adecuado para aplicaciones de protección de riberas, estabilización de taludes, construcción de estructuras como espolones, rompeolas, diques, presas, taludes, pilares, muros y realces (ver Fotografía 5).

El tipo de tejido con el que se fabrica, permite la salida del agua de amasado fácilmente, favoreciendo así el fraguado inicial de la mezcla.

Ventajas y beneficios:

- Alta Permeabilidad.
- Fácil manejo y llenado.
- Flexibilidad – se acomoda en el proceso de llenado a la superficie del terreno.
- Sellado automático. La válvula, al retirar la manguera de llenado sella automáticamente el bolsacreto.
- Al ser la formaleta liviana, permite que ella sea transportada a sitios de difícil acceso.

Los bolsacretos están elaborados con resistentes cintas tejidas de polipropileno, cuentan con una válvula autosellante para colocar la manguera de inyección del concreto o mortero, Las dimensiones de los bolsacretos pueden variar un poco, y su capacidad es de 1 m³ (2.2.Ton) o 2 m³ (4.4 Ton) aproximadamente.

Dependiendo de las condiciones de instalación, se selecciona el tamaño más adecuado siempre teniendo en cuenta las especificaciones de diseño. El tipo de tejido de los sacos permite la salida del agua de amasado con facilidad, favoreciendo así el fraguado inicial de la mezcla sin que se presenten pérdidas de cemento cuando el agua sale a través del bolsacreto. Durante el llenado del bolsacreto, se deberá impedir la formación de cavidades con aire dentro de la bolsa; una vez llenado, se retirará la manguera y el cierre actuará inmediatamente, si las condiciones de instalación son las adecuadas.



Fotografía 5. Dique en bolsacretos y geocolchón

Normalmente se utiliza concreto bombeado (Se recomienda llenarlo con un concreto de resistencia a la compresión superior a 1500 psi y un asentamiento superior a 12 centímetros. El bolsacreto también puede ser llenado con mortero o suelo cemento). Para el llenado por gravedad se recomienda colocar en la parte alta una tolva de aproximadamente 0.6m x 0.6m para que dé dirección al concreto a través del tubo de PVC. Para lograr que el bolsacreto se llene correctamente, se necesita una cabeza hidráulica superior a 4,0 metros.

El procedimiento de colocación permite los trabajos en condiciones secas o bajo agua según los requerimientos del proyecto.

Para la instalación de los bolsacretos, es importante proveer una adecuada protección al material de fundación, con el fin de evitar su erosión y socavación. Para lograr esta protección, se utilizan geotextiles como el geocolchón que actúan como filtro protector del suelo ofreciendo una estabilidad mecánica en la obra de manera adecuada.

El geocolchón es una solución flexible y durable que se puede describir como un gavión anfibio, de 0,3 metros de espesor, 1 metro de ancho y longitudes variables (según necesidades del proyecto – ver fotografía 6) que se utiliza principalmente en la protección de riveras y zonas donde los cauces generan una alta socavación o arrastre de suelos. Se le ha denominado anfibio debido a que también trabaja sumergido bajo agua, dando solución a problemas de control de erosión.

Este sistema está compuesto por Geomalla Uniaxial de polietileno de alta densidad (TT) de Tenax, soga de polietileno de alta densidad con protección ultra violeta, se llenan con canto rodado de tamaño mediano y pasadores de fibra de vidrio.

El geocolchón debe su resistencia mecánica, química, biológica y rayos UV a las geomallas unidireccionales coextruídas de polietileno de alta densidad, las cuales son aptas para trabajar bajo condiciones extremas como agua salada, vertimientos industriales o lixiviados sin producir ningún deterioro o corrosión en la geomalla.

Aplicaciones:

El geocolchón se utiliza principalmente para las siguientes aplicaciones:

- Cimentación de diques.
- Protección de taludes (revestimientos – ver fotografía 7)
- Revestimiento de canales
- Protección contra la socavación de taludes y estribos
- Cimentación de espolones



Fotografía 6. El geocolchón



Fotografía 7. Protección del talud con geocolchón

Al ser el geocolchón una solución fácil de construir, instalar y muy resistente a la corrosión, lo hace uno de los más económicos vs. tecnologías similares como el uso de pedraplenes, gaviones convencionales de alambre de acero (incluidos los galvanizados) y los revestidos con PVC. Los geocolchones al ser materiales livianos son ideales para utilizarse en lugares de difícil acceso, donde implica un verdadero reto llegar al sitio.

Ventajas y beneficios:

- Alta resistencia y durabilidad.
- No hay corrosión.
- Fácil de instalar.
- Muy liviano, permite que sus componentes sean llevados a sitios complicados por su acceso.
- Por su resistencia, el sistema permite ser izado con grúas.

1.2.1.4. Diques en concreto

Los diques en concreto son básicamente muros de contención que cumplen igualmente la función de servir de barrera para evitar el paso del agua durante las crecidas hacia las áreas protegidas. Los de uso más frecuente son:

1.2.1.4.1. Muros de gravedad:

Son muros con gran masa que resisten el empuje mediante su propio peso y con el peso del suelo que se apoya en ellos; suelen ser económicos para alturas moderadas, menores de 5 m, son muros con dimensiones generosas, que no requieren de refuerzo. En cuanto a su sección transversal puede ser de varias formas, en la figura 4 se muestran algunas secciones de ellas.

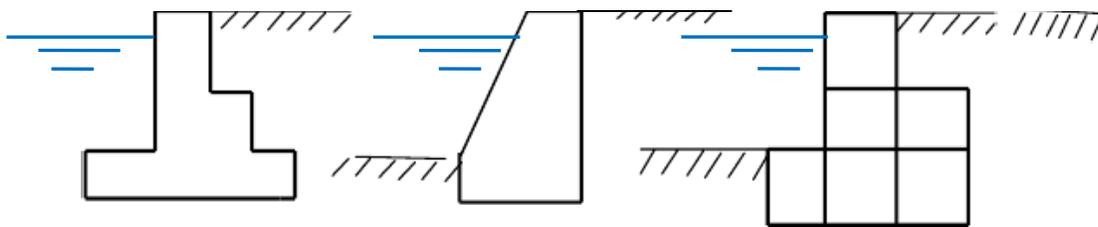


Figura 4. secciones típicas de muros de gravedad

Los muros de gravedad pueden ser de concreto ciclópeo, mampostería, piedra o gaviones. La estabilidad se logra con su peso propio, por lo que requiere grandes dimensiones dependiendo del empuje. La dimensión de la base de estos muros oscila alrededor de 0,4 a 0,7 de la altura.

Por economía, la base debe ser lo más angosta posible, pero debe ser lo suficientemente ancha para proporcionar estabilidad contra el volcamiento y deslizamiento, y para originar presiones de contacto no mayores que las máximas permisibles.

1.2.1.4.2. Muros en voladizo o en ménsula:

Este tipo de muro resiste el empuje de tierra por medio de la acción en voladizo de una pantalla vertical empotrada en una losa horizontal (zapata), ambos adecuadamente reforzados para resistir los momentos y fuerzas cortantes a que están sujetos, en la figura inferior se muestra la sección transversal de un muro en voladizo. Estos muros por lo general son económicos para alturas menores de 10 metros, para alturas mayores, los muros con contrafuertes suelen ser más económicos. La forma más usual es la llamada T, que logra su estabilidad por el ancho de la zapata, de tal manera que la tierra colocada en la parte posterior de ella, ayuda a impedir el volcamiento (ver figura 5).

Estos muros se diseñan para soportar la presión de la tierra del lado del área a proteger de las inundaciones, el agua que sature esta tierra debe eliminarse con diversos sistemas de drenaje o sub-drenajes colocados detrás de la pantalla cerca de la parte inferior del muro. Si el terreno no está drenado adecuadamente, se pueden presentar presiones hidrostáticas no deseables. La pantalla de concreto en estos muros son por lo general relativamente delgadas, su espesor oscila alrededor de $(1/10)$ de la altura del muro, y depende de las fuerzas cortante y momentos flectores originados por el empuje de tierra. El espesor de la corona debe ser lo suficientemente grande para permitir la colocación del concreto fresco, generalmente se emplean valores que oscilan entre 25 y 30 cm. El espesor de la base es función de las fuerzas cortantes y momentos flectores de las secciones situadas delante y detrás de la pantalla, por lo tanto, el espesor depende directamente de la posición de la pantalla en la base, si la dimensión de la puntera es de aproximadamente $1/3$ del ancho de la base, el espesor de la base generalmente queda dentro del intervalo de $1/8$ a $1/12$ de la altura del muro.

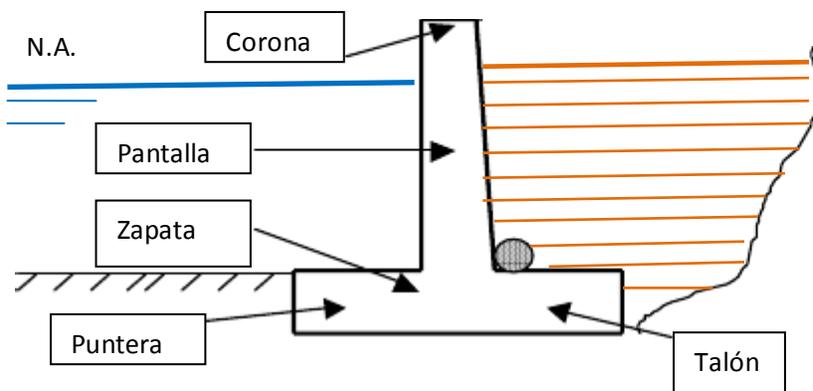


Figura 5. Muro en voladizo

1.2.1.4.3. Muros con contrafuertes:

Los contrafuertes son uniones entre la pantalla vertical del muro y la base. La pantalla de estos muros resiste los empujes trabajando como losa continua apoyada en los contrafuertes, es decir, el refuerzo principal en el muro se coloca horizontalmente, son muros de concreto armado, económicos para alturas mayores a 10 metros.

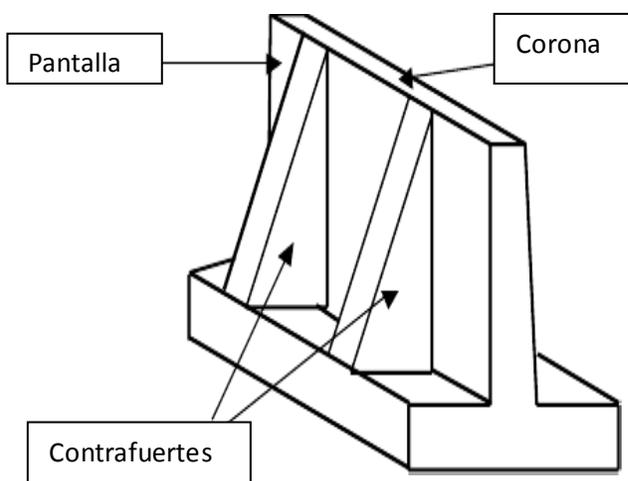
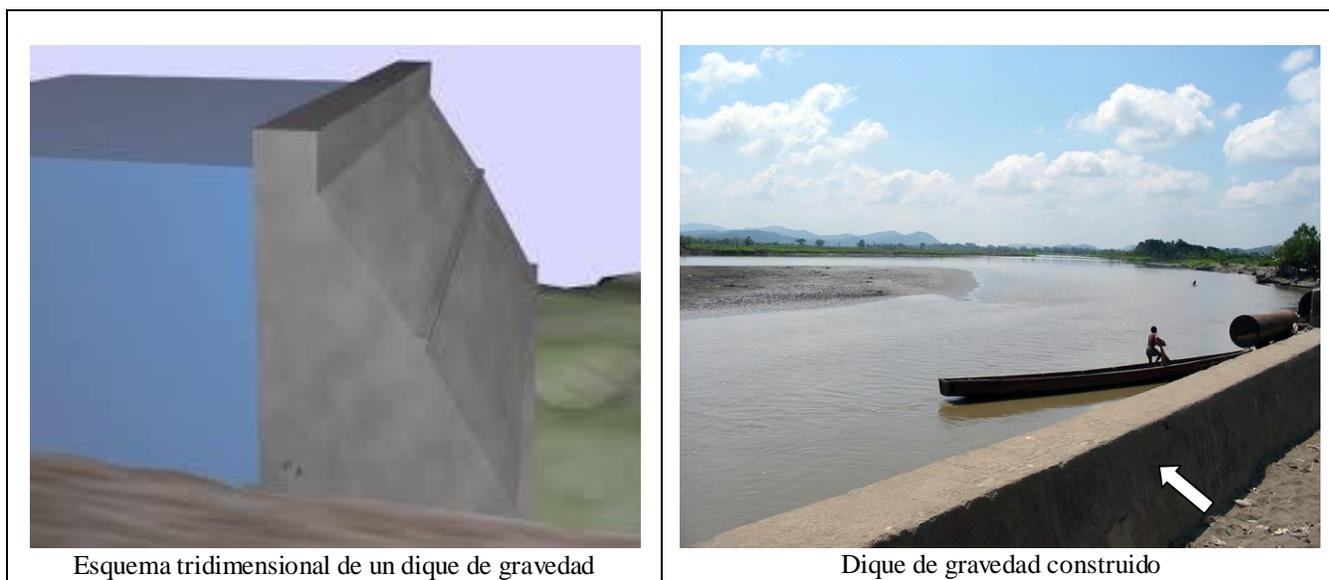


Figura 6. Muro con contrafuertes

En la figura 6, se muestra un esquema ilustrativo de un muro con contrafuertes, tanto la pantalla como los contrafuertes están conectados a la losa de fundación. Los contrafuertes se pueden colocar en la cara interior de la pantalla en contacto con la tierra o en la cara exterior donde estéticamente no es muy conveniente. Los muros con contrafuertes representan una evolución

de los muros en voladizo, ya que al aumentar la altura del muro aumenta el espesor de la pantalla, este aumento de espesor es sustituido por los contrafuertes; la solución conlleva un armado, encofrado y vaciado más complejo.



Fotografías 8 y 9

1.2.1.5. Diques en tierra armada

La tierra armada puede resultar un proceso muy económico, así como adecuado para muchos trabajos en el área de la construcción como los muros de retención, los accesos para puentes, los terraplenes, los diques de contención, algunas fosas de almacenamiento de carbón y minerales, y grandes desarrollos habitacionales que se construyen en laderas.

Las experiencias recientes han demostrado que la tierra armada puede ocuparse en diferentes aplicaciones donde se requiere manejar una diferencia de alturas entre 20 m y 30 m y que se disponga de un suelo adecuado para su construcción.

Los diques en tierra armada pueden involucrar la utilización de geotextiles los cuales cumplen una función de refuerzo, permitiendo la construcción de taludes con pendientes más inclinadas, ofreciendo además las siguientes ventajas:

- Disminuyen el costo total de la obra comparativamente con técnicas convencionales.
- Reducen el tiempo de construcción.
- No requieren de mano de obra especializada para su construcción.

Los geotextiles y en general los geosintéticos complementan las falencias que presentan los materiales térreos, permitiendo obtener excelentes ventajas técnicas y económicas en la construcción de muros en suelo reforzado, taludes reforzados, terraplenes sobre suelos blandos, sistemas de subdrenaje, etc.

Los suelos al igual que el concreto, presentan una buena resistencia a la compresión pero son deficientes cuando se trata de asumir esfuerzos de tracción, por tal motivo cuando los suelos son combinados con elementos que sean capaces de absorber esfuerzos de tracción como son los geosintéticos es posible obtener estructuras de suelo reforzadas.

Los taludes reforzados presentan dos importantes diferencias con respecto a los muros en suelo reforzado: la primera de ellas es la inclinación del relleno con respecto a la horizontal la cual es inferior a los 70° y la segunda diferencia es el modelo de superficie de falla que se asume para efectos de diseño del refuerzo.

El modo de falla de los taludes es de geometría circular según los modelos de falla de Coulomb, Bishop Circular, Janbu Circular, etc., mientras que el modelo de superficie de falla que se asume cuando se diseñan muros en suelo reforzado es el modelo de cuña de falla Rankine ($45^\circ + \phi/2$).

La utilización de geotextiles tejidos de refuerzo en la construcción de diques o terraplenes ofrece ventajas técnicas y económicas, como son la construcción de taludes artificiales con inclinaciones mayores a la del ángulo de reposo, permitiendo así considerables ahorros en volumen de material y menor área para la construcción.

Los resultados de un procedimiento de diseño permiten establecer los espesores de capa y longitudes de geotextil necesarios para garantizar la estabilidad interna de los taludes en terraplenes.

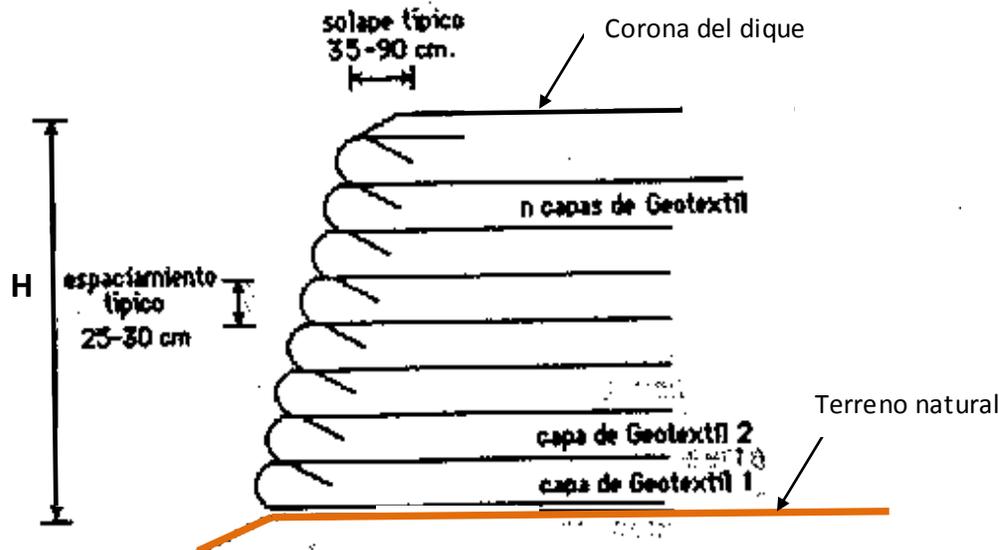


Figura 7. Sección transversal típica de un talud reforzado con geotextil

1.2.1.6. Diques fusible

A diferencia de los diques mencionados en los numerales 1 al 5, en su funcionamiento hidráulico el dique fusible tiene previsto desde su diseño ser desbordado por los niveles de la creciente del río. Un dique fusible es un terraplén de material seleccionado, diseñado para ser removido de una manera controlada, cuando la creciente del río supere a la creciente de diseño. Una vez se alcance este estado, el material sobre la corona del fusible es removido por las aguas de la creciente y el resto del dique comienza a trabajar como un vertedero de cresta ancha.

Las primeras investigaciones en diques fusibles surgieron en Estados Unidos a partir de la necesidad de nuevas estructuras económicas a los vertederos en presas de concreto. Gran parte de la información encontrada en la literatura, está asociada a las investigaciones conducidas por Tinney y Hsu (1961), en el diseño del dique fusible vertedero del proyecto Hidroeléctrico de Oxbow, sobre el río Snake (Idaho). Estas primeras investigaciones (1961) se concentraron en la mecánica del lavado del lleno de los diques fusibles, a partir de análisis y mediciones en modelos hidráulicos. Las investigaciones se continuaron en la Universidad de Windsor a partir de 1977 donde se analizaron ecuaciones teóricas y se compararon con los resultados de los modelos (Pugh, 1985).

Otros estudios, conducidos por el Bureau of Reclamation, se concentraron en precisar los parámetros de diseño de los diques fusibles como estructuras vertedoras auxiliares en presas para proyectos hidroeléctricos o para suministro de agua potable; tal es el caso de las presas Horseshoe y Bartlett en Arizona (Wahl, 1993) y de la presa Silver Lake en Michigan (FERC, 2003). El dique fusible de la presa Horseshoe fue diseñado para un caudal de 6850 m³/s

compuesto por tres vertederos con longitudes de cresta de 44 a 52 m de longitud y de 6 a 7.9 m de altura.

El dique fusible de la presa Bartlett, fue diseñado para un caudal de 100 m³/s (Burgi, 1995). Igualmente, el Bureau of Reclamation ha investigado diferentes métodos de predicción de rompimiento de diques fusibles con ayuda de modelos hidráulicos físicos. Las experiencias adquiridas permitieron establecer modelos de erosión basados en la relación de la tasa de disipación de energía hidráulica y los índices de erodabilidad para distintos materiales (Pugh, 1985), Wahl (1998) y Coleman (2002). El Laboratorio de Investigación en Recursos Hidráulicos del Bureau of Reclamation ha realizado distintos modelos hidráulicos físicos para determinar criterios de diseño de diques fusibles. Tales modelos a escala 1:10 y 1:25 no superaban los 2.7 m de longitud con alturas entre 0.15 a 0.38 m (Wahl, 1998).

Los diques fusibles como estructuras para el control de inundaciones se han implementado en países como Estados Unidos, España, Nicaragua y Perú. En la ciudad de Écija (Sevilla, España) son frecuentes las inundaciones del río Genil, que en forma periódica ocasionan daños materiales y desplazamiento de la población asentada en las partes bajas (Secretaría General para el Territorio y la Biodiversidad, 2006). Para controlar las inundaciones se construyeron diques de defensa en ambas márgenes del río en una longitud total de 3.2 km, con ancho de corona de 5 m y altura entre 1.2 a 4.7 m. Para complementar la obra, se construyó un dique fusible en gaviones para permitir el flujo controlado de 2075 m³/s asociado a una creciente de 100 años de periodo de retorno.

En Perú, el puente Independencia sobre el río Piura entre Catacaos y la Arena (Estado del Piura), está protegido por un dique fusible para evitar daños ocasionados por crecientes del río en la estructura del puente (elregionaldelpiura.com.pe, 2006). En Nicaragua, el lago La Virgen en Matagalpa hace parte de un complejo hidroeléctrico compuesto por los embalses de Apanas, Asturias y La Virgen; este último posee un vertedero y un dique fusible (304.5 m de longitud) que sirven directamente al Lago La Virgen como sistema de protección ante cualquier inundación (www.elnuevodiario.con.ni, 2002).

En Colombia, aún no se han implementado este tipo de obras para el control de inundaciones o como sistemas de protección para otras estructuras. Se diseñaron diques fusibles como obras complementarias para el control de inundaciones en la región de La Mojana (Contrato 073-2002, INVIAS-Universidad Nacional Medellín), y estos ya fueron incluidos en el documento CONPES-Mojana-2006 para su construcción.

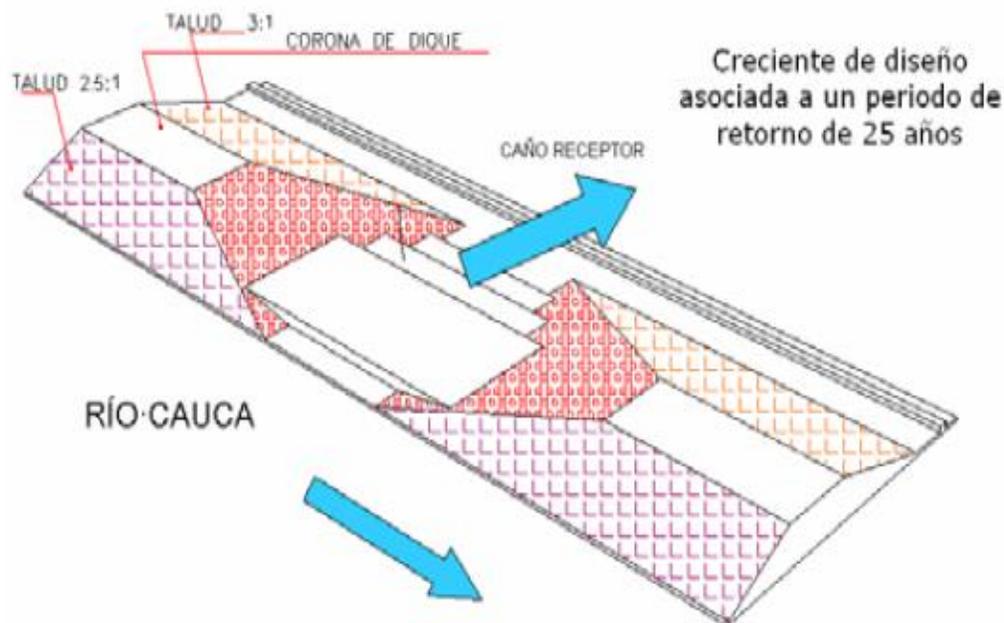


Figura 8. Esquema básico de los diques fusible proyectados en la Mojana.

1.2.2. OBRAS PARA PROTECCION DE ORILLA:

1.2.2.1 Espolones o espigones

Espolón o espigón: Se define como una estructura en forma de terraplén o pared que se apoya o empotra en los barrancos de un cauce y se construye transversalmente al flujo sin atravesarlo de lado a lado. Su función es desviar las líneas de corriente alejándolas de la orilla donde se construyen y evitar así que ésta sea erosionada. Además, los espigones reducen velocidades locales favoreciendo que entre ellos se depositen materiales que arrastra el río lo que permite el crecimiento de vegetación nativa. Otros propósitos de los espolones son proteger estructuras y aumentar la profundidad con propósitos de navegación. Se pueden construir en diferentes materiales, los más comunes son: enrocado, concreto, gaviones, bolsacretos y madera.

Para evitar totalmente la erosión lateral que se presenta en las márgenes de los ríos, y con mayor frecuencia en las orillas exteriores de las curvas, se pueden utilizar, además de los espolones, recubrimientos marginales.

Por lo anterior, algunas diferencias entre estos tipos de obra consisten en que los recubrimientos marginales evitan por completo los corrimientos laterales de las márgenes, tanto en tramos rectos como en las curvas más forzadas, o fijan completamente las márgenes, mientras que los espigones permiten que la orilla entre ellos pueda ser ligeramente erosionada inmediatamente

después de su construcción. Por otra parte, los recubrimientos marginales son más costosos y requieren mayor cuidado en su proyecto y construcción. Además, cuando falla una parte de un recubrimiento marginal puede extenderse esa falla y destruirse toda la obra, sobre todo si la avenida tiene varios días de duración. En cambio, los espigones permiten que la obra en su conjunto continúe trabajando aunque uno o dos de los espigones hayan sido socavados en sus extremos o destruidos o separados de la margen. Por último, el costo del mantenimiento de los espigones disminuye con el tiempo.



Fotografías 10 y 11. Espolones en gaviones

Las principales desventajas de los espigones o espolones consisten en que disminuyen el área hidráulica y aumentan la rugosidad de las orillas. Por otra parte, ellos no se pueden utilizar en curvas con radio de curvatura muy reducido.

Datos para su diseño:

Los datos necesarios para el diseño de los espolones son la topografía y batimetría del río en la zona por proteger, secciones transversales a lo largo de las orillas que serán protegidas, características hidráulicas de la corriente como son, por ejemplo, el gasto dominante y el gasto asociado a un periodo de retorno entre 50 y 100 años, la elevación de la superficie del agua correspondiente a esos gastos, así como las velocidades medias de los escurrimientos y la velocidad del flujo a lo largo de las orillas por proteger; la granulometría y peso específico de los materiales del fondo y orillas del cauce, y finalmente los materiales de construcción disponibles.

Recomendaciones de diseño:

Sobre los aspectos más importantes a tomar en cuenta al diseñar una protección a base de espolones, a continuación se comentan dos de ellos y que están relacionados e influyen entre sí.

a. Localización en planta

Al ubicar una obra de defensa, ya sea respecto de la orilla actual, o bien en una nueva margen (al hacer una rectificación) se requiere trazar en planta el eje del río y en las orillas delimitar una frontera, generalmente, paralela a dicho eje, a la cual llegarán los extremos de los espigones. La longitud de cada espigón estará dada por la distancia de la orilla real a esa línea.

b. Longitud de los espigones

La longitud total de un espigón, L , se divide en dos, una es la longitud de anclaje o empotramiento, L_e , y la otra la longitud de trabajo, L_t .

La primera es la que inicialmente está dentro de la margen y la segunda la que está dentro de la corriente.

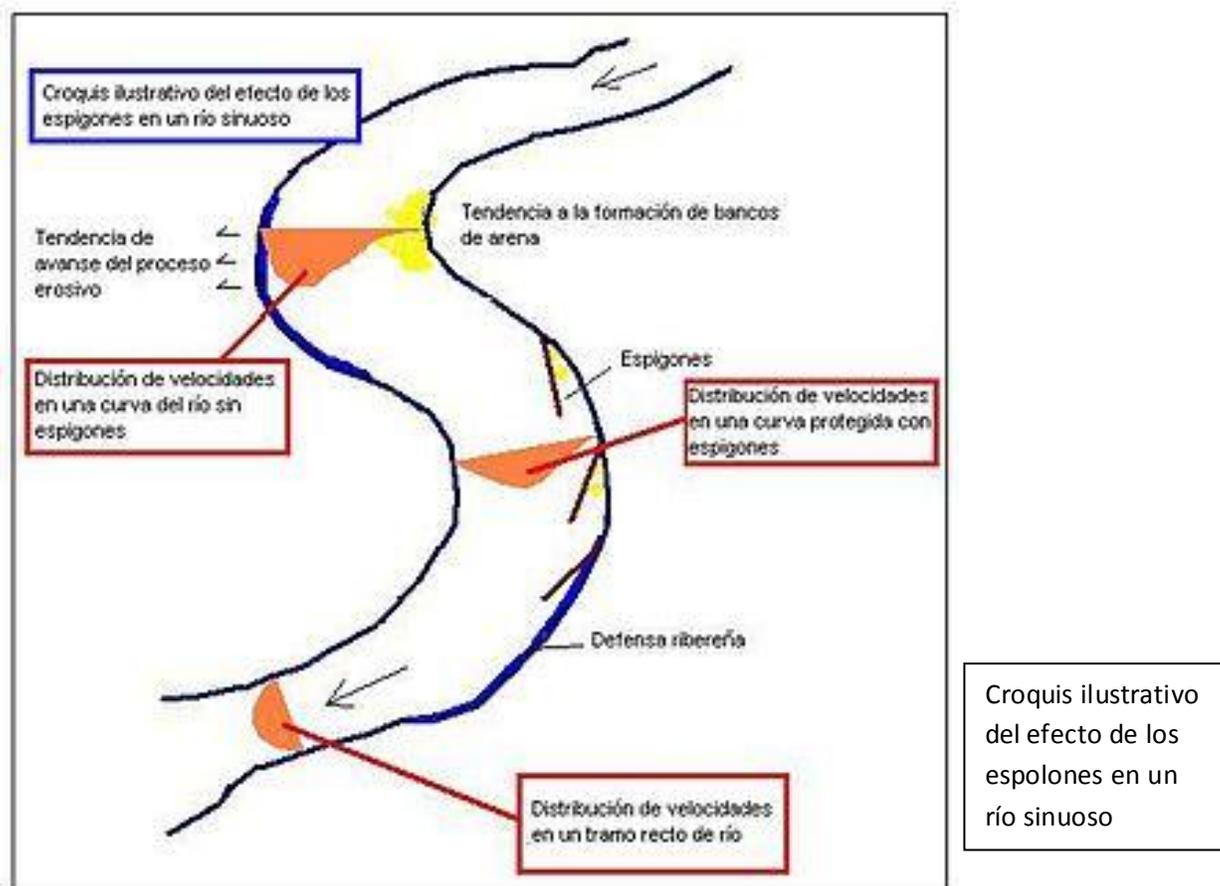


Figura 9.

La definición de los niveles (altimetría) de los espigones estará asociada a la altura de los barrancos y las profundidades máximas del cauce (thalweg).

1.2.2.2. Poliedros de concreto (pentápodos, hexápodos, etc.)

La necesidad de proteger algunas estructuras hidráulicas, márgenes de ríos o playas, y los estribos y pilas de puentes, de la erosión causada por la velocidad de las aguas, hace que se deban ejecutar obras complementarias para desarrollar dicha protección.

La utilización de bloques de concreto prefabricado (p.ej. pentápodos, hexápodos entre otros), para desarrollar estas protecciones, además de los sistemas tradicionales que involucran el uso de formaletas rígidas metálicas o de madera, han venido siendo normalmente utilizados.



Fotografía 12. Protección de orilla con poliedros

Los poliedros son estructuras prefabricadas en concreto reforzado con acero, los cuales se construyen o funden en el patio de campamento y posterior a su fraguado son ubicados en el sitio final de trabajo por medio de una grúa.

Los pentápodos y hexápodos son estructuras que tienen cinco o seis brazos respectivamente. Estos brazos tienen el objetivo de reducir las fuerzas erosivas de las ondas que se aproximan a las orillas y poseen gran permeabilidad. Su aplicación inicial fue en la protección de costas para resistir las altas fuerzas erosivas generadas por el oleaje y en menor grado se han usado para protección de laderas de ríos. Se ha establecido experimentalmente que los brazos de los poliedros, con tamaño aproximadamente igual al de la roca, proveen mayor resistencia al flujo de un cauce que una escollera de roca suelta.

Los pentápodos de 0,2 m³ sirven para estabilizar y recuperar orillas y por tanto deberán ser suministrados e instalados de acuerdo con los planos, conservando su ubicación, coordenadas, nivel y posición respecto a la estructura a formar.

Los pentápodos y los hexápodos de 1,0 m³ sirven adicionalmente para estabilizar y recuperar orillas, formando estructuras permeables en forma de espolón en el cauce del río. El Interventor y el contratista con su personal deberán realizar una práctica de entrelazado de los elementos pentápodos y hexápodos y de acuerdo a ella determinar los procedimientos de instalación y colocación en las diferentes estructuras a realizar, buscando el mejor trabado posible.

1.2.2.3. Paneles sumergidos

En la literatura técnica y científica de hidráulica, mundialmente conocida (Odgaard y Wang, 1991; Nakato et al, 1990; entre otra), se establece que *“los paneles sumergidos son delgadas placas de direccionamiento del flujo, diseñadas para modificar el patrón de flujo cerca del fondo del río y redistribuir el flujo y el transporte de sedimentos a través de la sección transversal del canal. Las placas se instalan para generar circulación secundaria en el flujo, la que altera la magnitud y la dirección del esfuerzo de corte en el lecho, y causa un cambio en la distribución de velocidad, en la profundidad y en el transporte de sedimentos en la zona afectada por los paneles. Como resultado, el lecho del río se sedimenta en una porción de la sección transversal del canal y se erosiona en la otra.”* Por lo tanto, no son, en manera alguna, estructuras transversales a la dirección de la corriente.

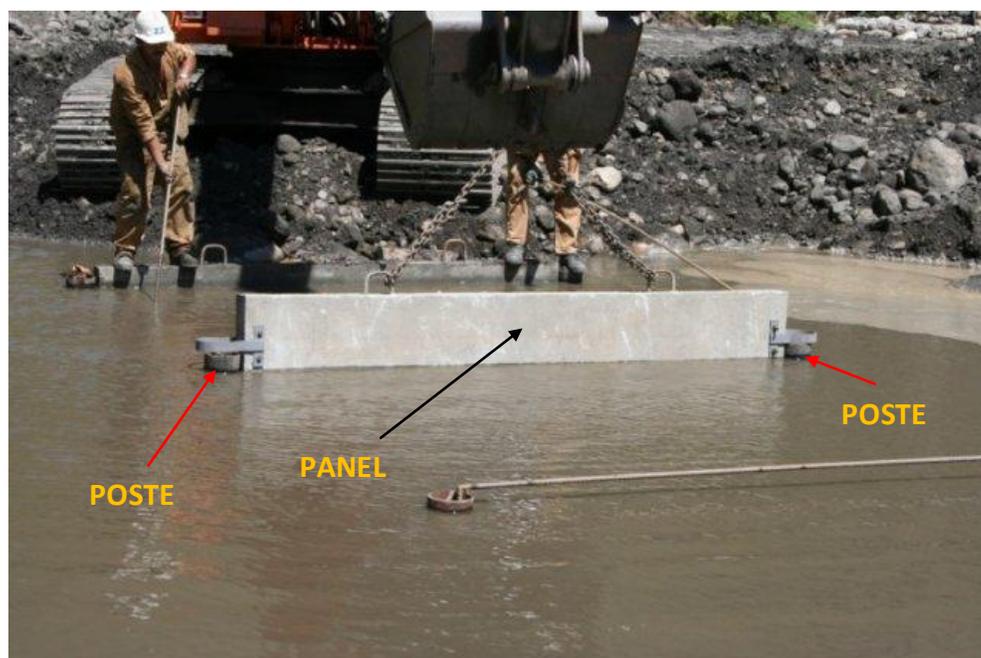
Con base en la información suministrada por la firma Hidroconsulta Ltda. en su página de internet, se observan experiencias con resultados positivos en lo referente al tema del uso de paneles sumergidos para el control del avance en procesos de erosión de orilla. Este tipo de intervención produce un doble efecto sobre el cauce: depositación de sedimentos hacia las orillas para mitigar erosión y hacia el centro del cauce induce la erosión para mejorar la sección hidráulica y por ende mitigando desbordamientos.

“Un campo de paneles sumergidos está constituido por conjuntos de paneles espaciados a determinada distancia entre sí, con el propósito de modificar la sección transversal de un río, por sedimentación alrededor de los paneles y erosión por fuera de ellos; los paneles sumergidos se colocan sobre el lecho del río con un reducido ángulo con relación a la dirección de flujo (Rodríguez Amaya, 2005)”.

Para su montaje en el cauce se requiere que el material del lecho del río permita el hincado de los postes que sirven de soporte a los paneles propiamente dichos. A continuación se presentan las fotografías ilustrativas y tomadas de la página en referencia:



Fotografía 13. “Cauce del río Banadía en el Sector S3, ubicado aguas abajo del terraplén de la carretera, pocos días después de la instalación de los conjuntos de paneles en este sector. (HIDROCONSULTA LTDA., octubre, 2006)”.



Fotografía 14. Detalle del proceso de montaje de un panel

1.2.2.4. Tablestacas

Las tablestacas o tablaestacas son un tipo de pantalla, o estructura de contención flexible, empleada habitualmente en ingeniería civil.

Están formadas por elementos prefabricados. Estos elementos prefabricados suelen ser de acero, aunque también las hay de hormigón, vinilo, aluminio o FRP Composite.

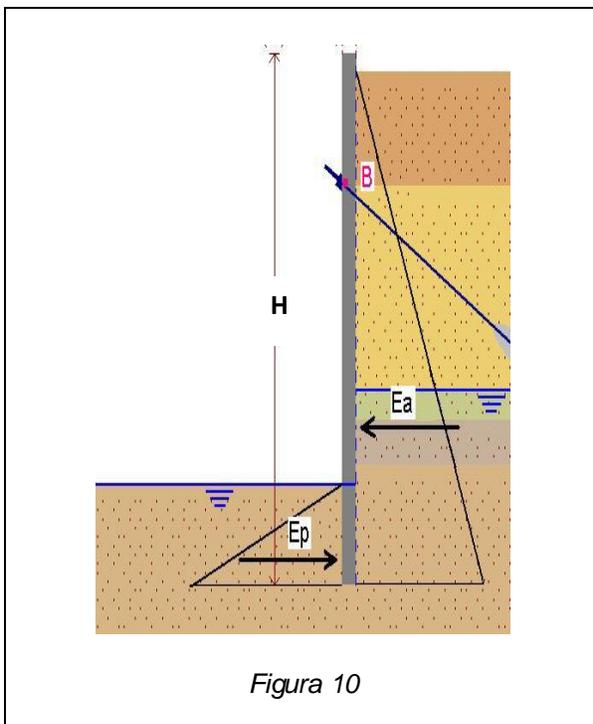
Los elementos prefabricados que componen las tablestacas se hincan en el terreno o por vibración ó por golpeo.

Tiene juntas entre sí, con dos misiones:

- Impermeabilizar el contorno, y evitar que se produzcan filtraciones.
- Guiar las tablestacas contiguas.

Dado que los elementos se colocan mediante hinca, han de tener unas dimensiones (entre ellas el espesor) lo suficientemente pequeñas para que se facilite la hinca. Pero también ha de tener una resistencia mínima. Es por esto por lo que, salvo raras excepciones, se emplea el acero.

Los pequeños espesores pueden dar lugar a que los paneles o planchas metálicas que conforman las tablestacas se pandeen o flecten. Para evitarlo, se alabea la sección, dotándoles de una mayor inercia. Para lograr esta mayor rigidez se utilizan secciones típicas son 'en Z' o 'en U'.



Las tablestacas tiene gran utilización en cimentaciones, muros deflectores, protecciones fluviales, diques, estabilización de terrenos, protección de riveras de ríos, lagos y mares, muros de contención, etc.

El éxito de cualquier instalación de tablestacas depende del uso del equipo adecuado a las condiciones del suelo en el sitio. Generalmente los métodos vibratorios son más adecuados en suelos arenosos o granulosos, mientras que la colocación de impacto funciona mejor en condiciones de suelos de cohesión o arcilla. En ocasiones es mejor cavar una zanja, colocar las **tablestacas** y rellenar con tierra o con un relleno fluido.

Tablestacas en “U”

Ventajas y beneficios: La tablestaca tipo U, con anchos útiles que pueden llegar a 750 mm. Son las que presentan mejor relación módulo elástico por peso (cm^3/m). Este tipo de tablestaca combina economía en la cantidad de acero con excelente desempeño en su instalación, reduciendo así los costos de la obra, inclusive bajo condiciones de suelos difíciles.

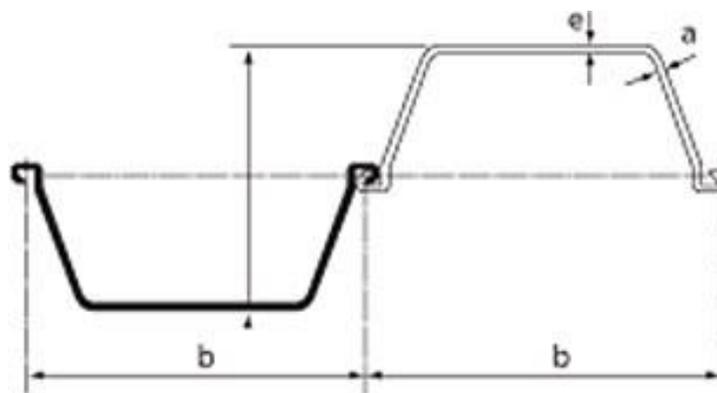


Figura 11

Tablestacas en “Z”

Ventajas y beneficios:

Las características esenciales de las tablestacas Z son la forma continuada del alma, y la ubicación específica del entrelazado simétrico en ambos lados del eje neutro: ambos hechos ejercen una influencia positiva sobre el cálculo del módulo de la sección. La serie AZ es la combinación de una Sección con características extraordinarias y conexiones tipo Larsen, con sus cualidades comprobadas y las siguientes ventajas:

- Una relación sumamente competitiva del módulo de sección/ masa.

- Una inercia aumentada reduciendo el desvío, permitiendo la selección de aceros de alta calidad y rendimiento para obtener la solución más económica.

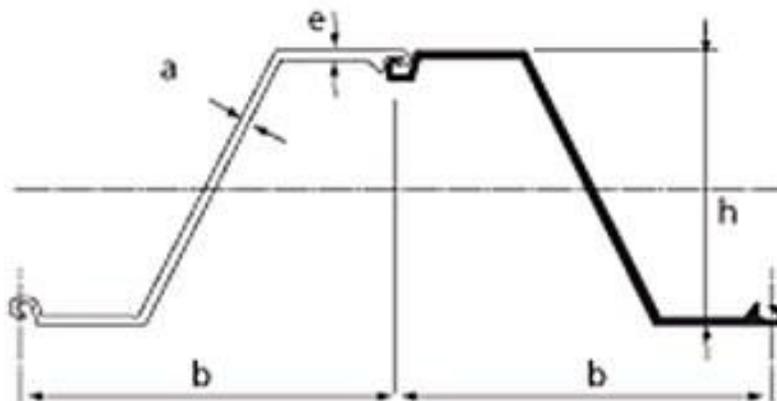


Figura 12

1.2.3. CANALES ABIERTOS INTERCEPTORES DE DRENAJE

Un canal abierto es un conducto en el cual el agua, fluye con una superficie libre. De acuerdo con su origen un canal puede ser natural o artificial. Los canales como estructuras hidráulicas con mucha frecuencia se integran a los proyectos de diques ubicándolos del lado del talud seco de éstos y cumpliendo la función de canales interceptores de drenaje de las áreas protegidas y la función de canales de conducción de las aguas interceptadas hacia estaciones de bombeo estratégicamente ubicadas y que son las que finalmente se encargan de descargar dichas aguas al río durante las crecientes.

En los **canales naturales** confluyen todos los tipos de agua que existen de manera natural en la tierra, lo cuales varían en tamaño desde pequeños arroyuelos en zonas montañosas hasta quebradas, arroyos, ríos pequeños y grandes. Las corrientes subterráneas que transportan agua con una superficie libre también son consideradas como canales abiertos naturales.

Las propiedades hidráulicas de un canal natural por lo general son muy irregulares. En algunos casos pueden hacerse suposiciones empíricas razonablemente consistentes en las observaciones y experiencias reales, de tal modo que las condiciones de flujo en estos canales se vuelvan manejables mediante tratamiento analítico de la hidráulica teórica.

Los **canales artificiales** son aquellos construidos o desarrollados mediante el esfuerzo humano: canales de navegación, canales de centrales hidroeléctricas, canales y canaletas de irrigación, canales de drenaje, vertederos, canales de desborde, canaletas de madera, cunetas a lo largo de carreteras etc., así como canales de modelos de laboratorio con propósitos experimentales. Las

propiedades hidráulicas de estos canales pueden ser controladas hasta un nivel deseado o diseñadas para cumplir unos requisitos determinados.

La aplicación de las teorías hidráulicas a canales artificiales producirán, por tanto, resultados bastantes similares a las condiciones reales y, por consiguiente, son razonablemente exactos para propósitos prácticos de los diseños.

Los canales interceptores de drenaje pueden ser **revestidos** o **no revestidos** (en tierra).

1.2.3.1. Canales en tierra

En general, los canales no revestidos (en tierra) se recomienda que tengan una pendiente entre 0.05% y 0.1%, y su diseño se debe hacer con taludes no más empinados que 1:1 y que tengan una sección de mínima infiltración, mientras que los canales revestidos con materiales impermeables como el concreto o suelo-cemento se deben diseñar con un criterio de máxima eficiencia hidráulica.

A continuación se presentan algunos taludes apropiados para distintos tipos de material- (Fuente: Aguirre Pe, Julián, "Hidráulica de canales", Dentro Interamericano de Desarrollo de Aguas y Tierras – CIDIAT, Mérida, Venezuela, 1974).

Tabla No.1

MATERIAL	TALUD (horizontal : vertical)
Roca	Prácticamente vertical
Suelos de turba y detritos	0.25 : 1
Arcilla compacta o tierra con recubrimiento de concreto	0.5 : 1 hasta 1:1
Tierra con recubrimiento de piedra o tierra en grandes canales	1:1
Arcilla firme o tierra en canales pequeños	1.5 : 1
Tierra arenosa suelta	2:1
Greda arenosa o arcilla porosa	3:1

Se dice que un canal es de máxima eficiencia hidráulica cuando para la misma área y pendiente conduce el mayor caudal, ésta condición está referida a un perímetro húmedo mínimo.

La determinación de mínima infiltración se aplica cuando se quiere obtener la menor pérdida posible de agua por infiltración en canales de tierra, esta condición depende del tipo de suelo y del tirante del canal.

La siguiente tabla presenta estas condiciones, además del promedio el cual se recomienda.

Tabla No.2

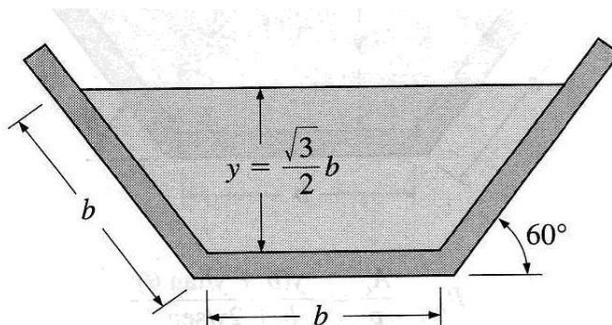
Relación plantilla (**b**) vs. tirante (**y**) para: máxima eficiencia, mínima infiltración y el promedio de ambas.

Talud	Angulo	Máxima Eficiencia	Mínima Infiltración	Promedio
Vertical	90°00´	2.0000	4.0000	3.0000
1 / 4 : 1	75°58´	1.5616	3.1231	2.3423
1 / 2 : 1	63°26´	1.2361	2.4721	1.8541
4 / 7 : 1	60°15´	1.1606	2.3213	1.7410
3 / 4 : 1	53°08´	1.0000	2.0000	1.5000
1:1	45°00´	0.8284	1.6569	1.2426
1 ¼ : 1	38°40´	0.7016	1.4031	1.0523
1 ½ : 1	33°41´	0.6056	1.2111	0.9083
2 : 1	26°34´	0.4721	0.9443	0.7082
3 : 1	18°26´	0.3246	0.6491	0.4868

A modo de verificación, para un canal en tierra que vaya a transportar un caudal de 5,0 m³/seg con taludes laterales 1:1, n = 0,03 (canal de tierra excavado en suelo arcillo-arenoso aluvial, con depósitos de arena en el fondo y crecimiento de pastos) y pendiente del 0,08% (pendiente entre 0.05% y 0.1%) se obtienen los siguientes resultados para **sección de mínima infiltración**:

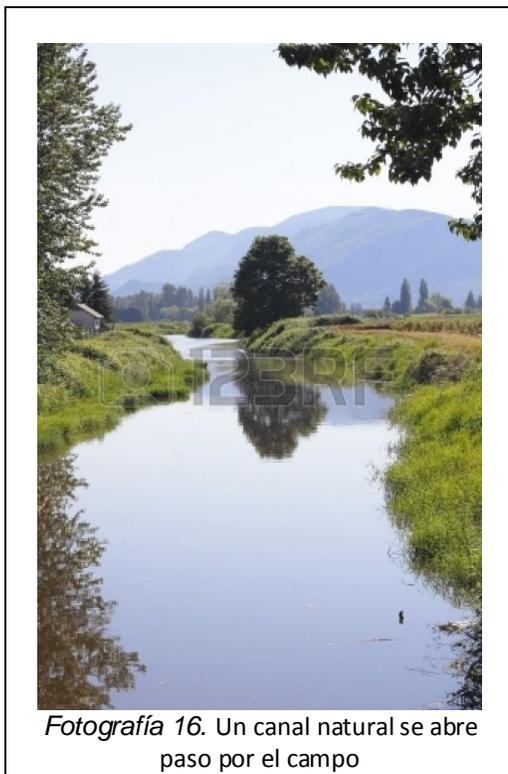
Tirante (**y**) = 1,48 mts / Perímetro mojado = 6,6254 mts / Radio hidráulico = 0,875 mts
 Ancho de solera requerido (**b**) = 2,45 mts / Velocidad de flujo = 0,8625 mts/seg (no erosiva)
 Espejo de agua (**T**) = 5,40 mts / Froude = 0,2658 (subcrítico)

Al calcular la relación **b/y** se obtiene un valor de 1,65 como se indica en la tabla No.2.



$$R_h = \frac{y}{2} = \frac{\sqrt{3}}{4} b \quad A_c = \frac{3\sqrt{3}}{4} b^2$$

La mejor sección transversal para canales trapezoidales es la *mitad de un hexágono*.



Fotografía 16. Un canal natural se abre paso por el campo

La **velocidad máxima permisible**, algo bastante complejo y generalmente se estima empleando la experiencia local o el juicio del ingeniero; la siguiente tabla nos da valores sugeridos.

Tabla No.3. Máxima velocidad permitida en canales no revestidos

MATERIAL DEL CANAL	"n" Manning	Velocidad (m/s)		
		Agua limpia	Agua con partículas coloidales	Agua transportando arena, grava o fragmentos
Arena fina coloidal	0.020	1.45	0.75	0.45
Franco arenoso no coloidal	0.020	0.53	0.75	0.60
Franco limoso no coloidal	0.020	0.60	0.90	0.60
Limos aluviales no coloidales	0.020	0.60	1.05	0.60
Franco consistente normal	0.020	0.75	1.05	0.68
Ceniza volcánica	0.020	0.75	1.05	0.60
Arcilla consistente muy coloidal	0.025	1.13	1.50	0.90
Limo aluvial coloidal	0.025	1.13	1.50	0.90
Pizarra y capas duras	0.025	1.80	1.80	1.50
Grava fina	0.020	0.75	1.50	1.13
Suelo franco clasificado no coloidal	0.030	1.13	1.50	0.90
Suelo franco clasificado coloidal	0.030	1.20	1.65	1.50
Grava gruesa no coloidal	0.025	1.20	1.80	1.95
Gravas y guijarros	0.035	1.80	1.80	1.50

Fuente: Krochin Sviatoslav. "Diseño Hidráulico", Ed. MIR, Moscú, 1978

Para velocidades máximas, en general, los canales viejos soportan mayores velocidades que los nuevos; además un canal profundo conducirá el agua a mayores velocidades sin erosión, que otros menos profundos.

1.2.3.2. Canales revestidos

Un canal revestido, con una sección transversal invariable y una pendiente de fondo constante se conoce como canal prismático. De otra manera, el canal es no prismático; un ejemplo es un vertedero de ancho variable y alineamiento curvo.

El trapecio es la forma más común para canales con banquetas en tierra sin recubrimiento, debido a que proveen las pendientes necesarias para la estabilidad.

El rectángulo y el triángulo son casos especiales del trapecio. Debido a que el rectángulo tiene lados verticales, por lo general se utiliza para canales construidos para materiales estables, como mampostería, roca, concreto, metal o madera en otros.

Tipos de revestimientos

Los canales de tierra para conducción de agua en general, están continuamente expuestos a la erosión por el escurrimiento de lluvia y el flujo del agua canalizada, tanto en la base como en las márgenes.

Bajo estas condiciones, las fuerzas producidas por la velocidad del flujo, pueden causar hoyos y grietas longitudinales y transversales en toda la sección. El consiguiente deslizamiento de tierra hacia la base altera las propiedades hidráulicas del canal mismo.

Existen diversidad de tipos de revestimientos tanto de los taludes como de la solera de los canales, entre los principales tenemos el concreto (ver fotografía 17), los engramados y los revestimientos con productos geosintéticos (ver fotografías 18, 19 y 20) entre otros. Los geosintéticos se presentan como alternativas que ofrecen ventajas económicas y de flexibilidad estructural que los hace menos vulnerables que el concreto frente a los asentamientos o deformaciones de la sección transversal de los canales.



Fotografía 17. Canal revestido en concreto

Una densa vegetación cubriendo tanto la base como los bordos garantiza una defensa efectiva considerando que aumenta la rugosidad (y por tanto reduce la velocidad del flujo), la sedimentación de partículas evita la separación del suelo.

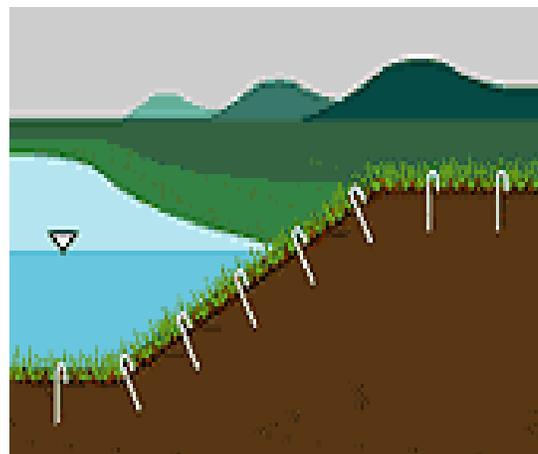
La generación de la cubierta vegetal, es favorecida utilizando una geomanta tridimensional por ejemplo tipo TENAX MULTIMAT ó similar, la cual, debido a su flexibilidad, es fácil de instalar tanto en la base como los taludes del canal. Anclada con barras de acero, la geomanta se llena con suelo superficial.

El proceso de desarrollo de la vegetación permite que las raíces del pasto se anclen firmemente en la estructura tridimensional de la geomanta, formando una protección permanente. Aún antes de que la vegetación empiece a crecer, la geomanta puede reducir drásticamente la cantidad de suelo desprendido y por encima de todo, elimina la formación de grietas y por tanto la erosión.

Pruebas realizadas a escala natural en la Universidad de Utah (USA) han demostrado, que el límite de la velocidad del agua para la cual la erosión no se presenta, aumenta significativamente cuando el canal es protegido con geomantas.



Fotografía 18. Canal de tierras protegido con geomantas



Fotografía 19. Geomanta instalada en la base y taludes de un canal



Fotografía 20. El mismo canal tres meses después, completamente cubierto de vegetación.

La velocidad mínima permisible en canales es aquella velocidad que no permite sedimentación, este valor es muy variable y no puede ser determinado con exactitud, cuando el agua fluye sin limo este valor carece de importancia, pero la baja velocidad favorece el crecimiento de las plantas. En canales de tierra, un valor de 0.75 m/seg. se considera como la velocidad apropiada que no permite sedimentación y además impide el crecimiento de plantas en el canal.

La velocidad máxima permisible en canales revestidos en concreto

En la tabla No.4 se registran valores de referencia para velocidad admisibles, sin embargo la U.S. BUREAU OF RECLAMATION, recomienda que para el caso de revestimiento de canales de hormigón no armado, las velocidades no deben exceder de 2.5 m/seg. Para evitar la posibilidad de que el revestimiento se levante.

Tabla No.4. Velocidades máximas en hormigón en función de su resistencia.

RESISTENCIA, en kg/cm2	PROFUNDIDAD DEL TIRANTE EN METROS				
	<i>0.5</i>	<i>1</i>	<i>3</i>	<i>5</i>	<i>10</i>
50	9.6	10.6	12.3	13.0	14.1
75	11.2	12.4	14.3	15.2	16.4
100	12.7	13.8	16.0	17.0	18.3
150	14.0	15.6	18.0	19.1	20.6
200	15.6	17.3	20.0	21.2	22.9

Fuente: Krochin Sviatoslav. "Diseño Hidráulico", Ed. MIR, Moscú, 1978

Borde libre es el espacio entre la cota de la corona del barranco del canal y la superficie del agua, no existe ninguna regla fija que se pueda aceptar universalmente para el cálculo del borde libre, debido a que las fluctuaciones de la superficie del agua en un canal se pueden originar por causas incontrolables.

La U.S. BUREAU OF RECLAMATION recomienda estimar el borde libre con la siguiente fórmula:

$$\text{Borde libre} = (C.Y)^{1/2}$$

donde:

Borde libre: en pies.

C = 1.5 para caudales menores a 20 pies³ / seg., y hasta 2.5 para caudales del orden de los 3000 pies³/seg.

Y = Tirante del canal en pies

Diseño de canales revestidos con ayuda del computador

En la actualidad, y de forma gratuita por internet se puede obtener software de apoyo para realizar el diseño hidráulico de canales, lo cual permite en muy poco tiempo analizar múltiples alternativas que permitirán optimizar el proyecto.

Entre otros, se puede consultar el software HCANALES 3.0 ó 3.1 que es un programa que nos facilita el diseño de canales y estructuras hidráulicas, ya que es fácil e intuitivo su uso.

El sistema permite resolver los problemas más frecuentes que se presentan en el diseño de canales y estructuras hidráulicas, los cuales son:

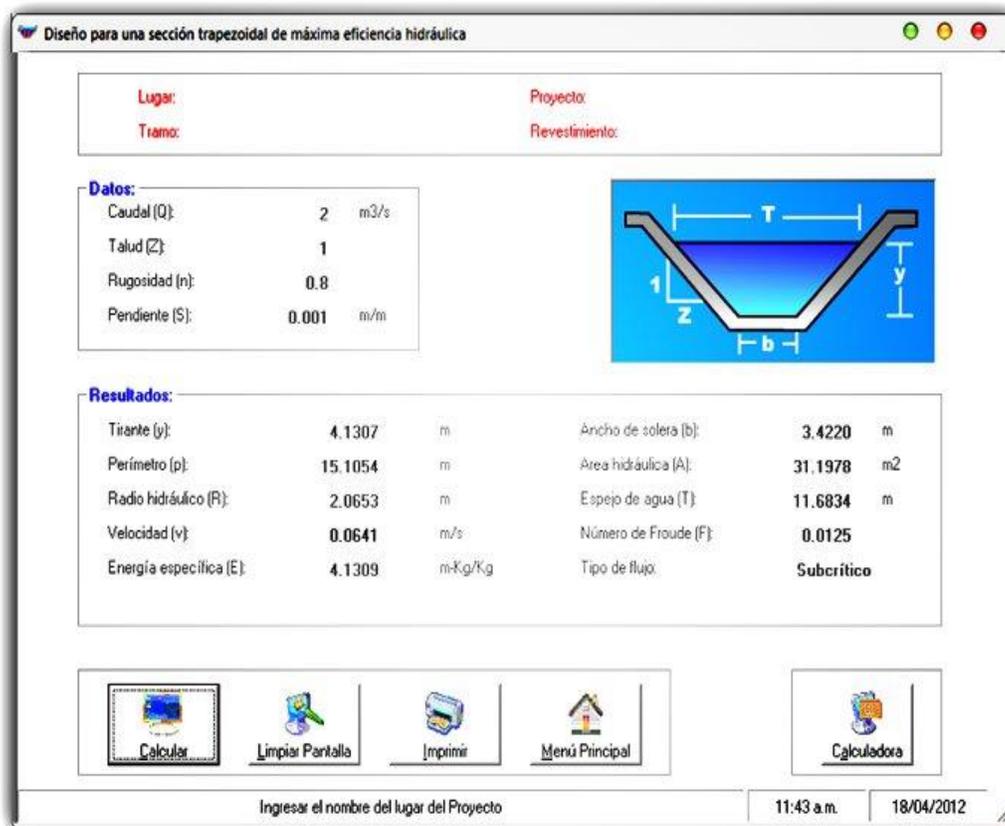
- Calcular el Tirante Normal
- Calcular el Tirante Crítico
- Calcular el Resalto Hidráulico
- Calcular la Curva de Remanso
- Calcular el caudal que transporta un canal construido para las secciones transversales artificiales de uso común, como son:
 - sección triangular
 - sección rectangular
 - sección trapezoidal
 - sección parabólica
 - sección circular
- Calcular el caudal que transporta un canal natural tanto para rugosidad constante como para rugosidad variable
- Calcular b , S o n para canales trapezoidales, rectangulares y triangulares
- Cálculos de parámetros hidráulicos en canales circulares conocido la relación y/d
- Calcular S o n en secciones circulares
- Cálculos en orificios, compuertas y vertederos
- Cálculo de transiciones de entrada y salida alabeadas
- Cálculo de vertederos laterales
- Cálculo de pérdidas en canales no revestidos y revestidos

La solución a estos problemas requiere de cálculos mediante el uso de métodos numéricos, como:

- Método de Newton-Raphson
- Método de la secante
- Método de la secante modificada
- Integración gráfica
- Interpolación de Lagrange
- Algoritmo de Romberg

Proporciona además al usuario:

- Ayuda sobre cada una de las opciones del Menú Principal, donde se da explicación de los conceptos y ecuaciones utilizadas
- Ayuda sobre consideraciones prácticas para el diseño de canales



Display ilustrativo del software Hcanales

1.2.4. OTROS ELEMENTOS

1.2.4.1. Compuertas fusible “Sistema innovador de control de los aliviaderos”

Las compuertas fusibles pueden sustituir o complementar sistemas mecánicos convencionales (válvulas, chapaletas, presas inflables) u otras estructuras más rústicas como diques fusibles o presas de agujeros, aportando numerosas ventajas. Posible aplicación en sitios identificados para laminar hidrogramas de las crecientes del río Cauca como en el caso de la Laguna de Sonso.

Características principales:

Confiabilidad

El funcionamiento de las compuertas fusibles es independiente de cualquier intervención humana y de cualquier dispositivo mecánico.

El sistema es concebido para no poner nunca en peligro, independientemente de las circunstancias, la obra, los bienes y las personas ubicadas aguas abajo. Ofrece además una fiabilidad y una precisión muy superiores a las de los sistemas no mecánicos convencionales, tal como los diques fusibles o las presas de agujeros. La estabilidad de las compuertas y sus características de vuelco en toda situación desfavorable (choques, sismos, impacto de objetos pesados, empujes del hielo, falta de mantenimiento, vandalismo, deterioro de juntas, obstrucción accidental de los dispositivos de purga o de los pozos) se han estudiado y comprobado mediante ensayos sobre modelos reducidos y prototipos.

Los resultados de los estudios demuestran la fiabilidad excepcional de las compuertas, un ventaja clave en un ámbito en que los fallos pueden tener consecuencias catastróficas.

Ahorro

La inversión asociada a la utilización de compuertas fusibles es mínima en comparación con los sistemas habituales (válvulas, presas inflables o sistemas similares). Además, los costes de mantenimiento son de 5 a 10 veces más bajos.

Capacidad de adaptación

El sistema se ajusta prácticamente a todos los entornos, tipos de presa y condiciones. Su polivalencia se basa en la sencillez del procedimiento y en la amplia gama de modelos de compuertas que responden a todas las necesidades de los maestros de obras (seguridad, capacidad de embalse, períodos de retorno de vuelcos ajustados a las crecidas del proyecto, etc.).

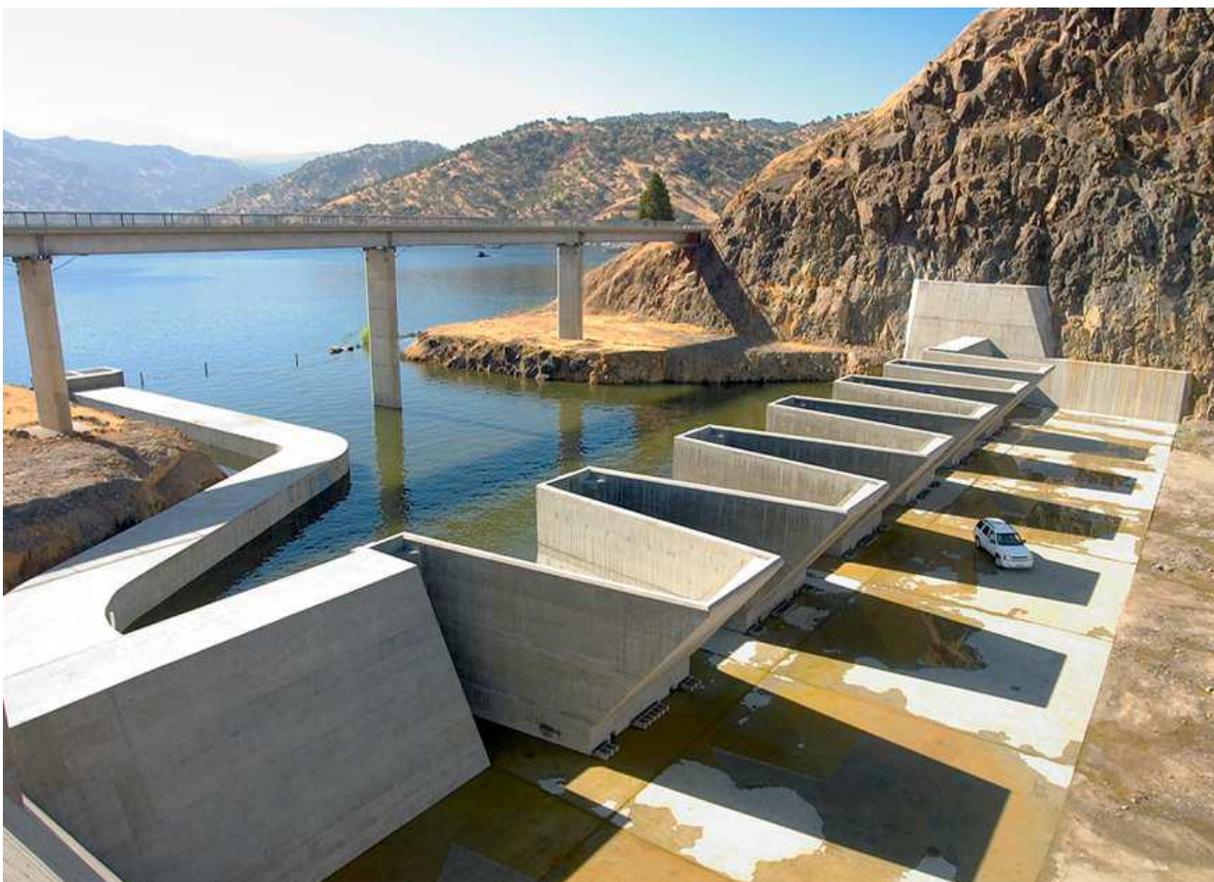
Compatibilidad con otros sistemas

Para las presas equipadas con compuertas convencionales, válvulas, chapaletas o presas inflables, el añadido de compuertas fusibles proporciona ventajas considerables. Las compuertas, totalmente independientes, llevan un grado adicional de seguridad, en absoluto desdeñable ya que protegen la presa en caso de que fallen los órganos electromecánicos que controlan los sistemas tradicionales. Asimismo, las compuertas fusibles permiten un mejor control del nivel de embalse en caso de situación de de emergencia.

Respeto por el medio ambiente

Puesto que el sistema de compuertas fusibles solamente utiliza la fuerza del agua, no se genera ningún residuo contaminante. Además, la experiencia (de Hydroplus) demuestra que la optimización de los embalses existentes permite evitar la construcción de nuevas presas, con lo que se evita construir, de media, una presa por cada tres embalses optimizados. Pues, las compuertas fusibles presentan una solución ecológica, un aspecto cada día más importante ante los grandes retos medioambientales.

A continuación se presentan algunas fotografías ilustrativas del sistema. Para obtener más información se puede consultar por internet “compuertas fusible hydroplus” y allí se ilustra en detalle el mecanismo de funcionamiento de estas compuertas.



Fotografía 21. Compuertas fusible en la Presa Terminus – California, Estados Unidos

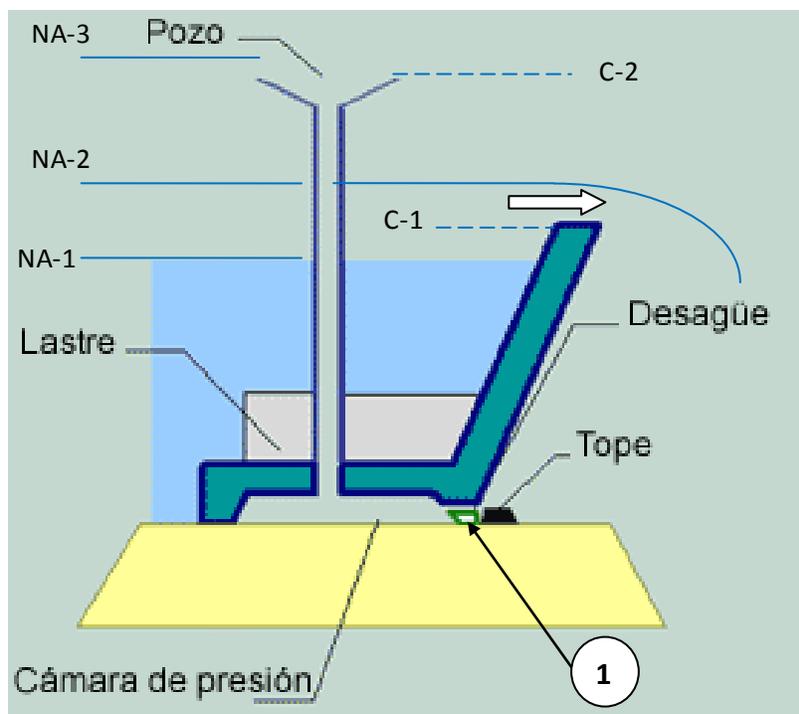
Características principales

Objetivo: Disminución de crecidas	Altura de la compuerta fusible: 6,50 m
Capacidad de descarga: 8500 m ³ /s	N.º de unidades: 6
Longitud del aliviadero: 93 m	

Alternativa seleccionada para el plan de gestión de las aguas de crecidas fluviales elaborado por el Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos.

 HYDROPLUS / 5, cours Ferdinand-de-Lesseps / 92851 Rueil-Malmaison Cedex / Francia
contact@hydroplus.com

Esquema ilustrativo del funcionamiento:



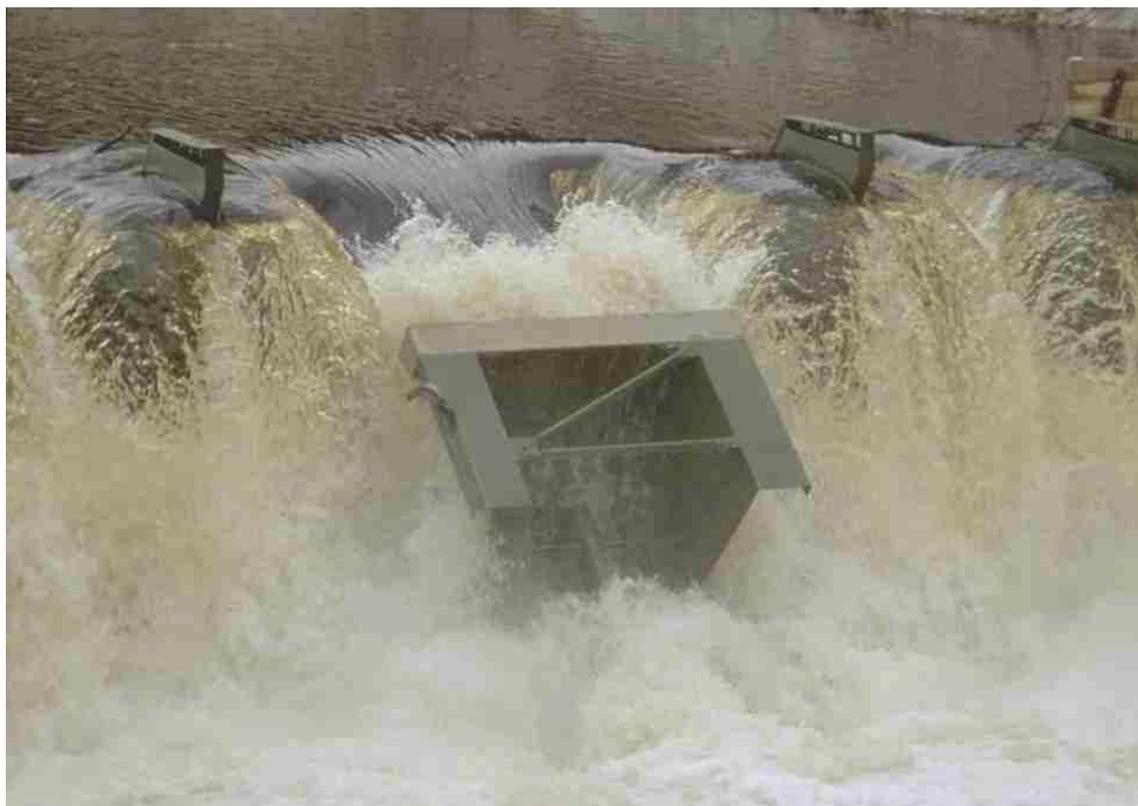
Proceso del mecanismo:

- Cuando el nivel del agua supera la cota C-1 se inicia el vertimiento de caudales (posición del nivel de agua NA-2).
- Cuando el nivel de la crecida supera la cota C-2 (posición del nivel de agua NA-3) se inicia el llenado de la cámara de presión a través del pozo. En esta situación las subpresiones que se generan dentro de la cámara inducen el volteo de la compuerta teniendo como punto de pivote el punto identificado como: **1**
- Una vez la crecida disminuye, las compuertas vuelven a su posición original.

Otras ilustraciones de las compuertas fusible instaladas y en operación



Fotografías 22 y 23



Fotografías 24 y 25

1.2.4.2. *Estructura tipo pantalla en concreto para el control de niveles de agua en humedales:*

Consiste en una obra construida en concreto reforzado, conformada principalmente por los siguientes elementos:

- Pantalla transversal provista de un vertedero de descarga automática para control del nivel máximo de agua en el humedal y un orificio para descarga de fondo controlado por una compuerta.
- Aletas de anclaje en los extremos de la pantalla. El anclaje normalmente se hace sobre el cuerpo de un dique o terraplén.
- Losa de cimentación apoyada sobre un grupo de pilotes con los cuales se busca que en ningún momento se produzcan asentamientos que puedan modificar las condiciones de funcionamiento hidráulico de la estructura.

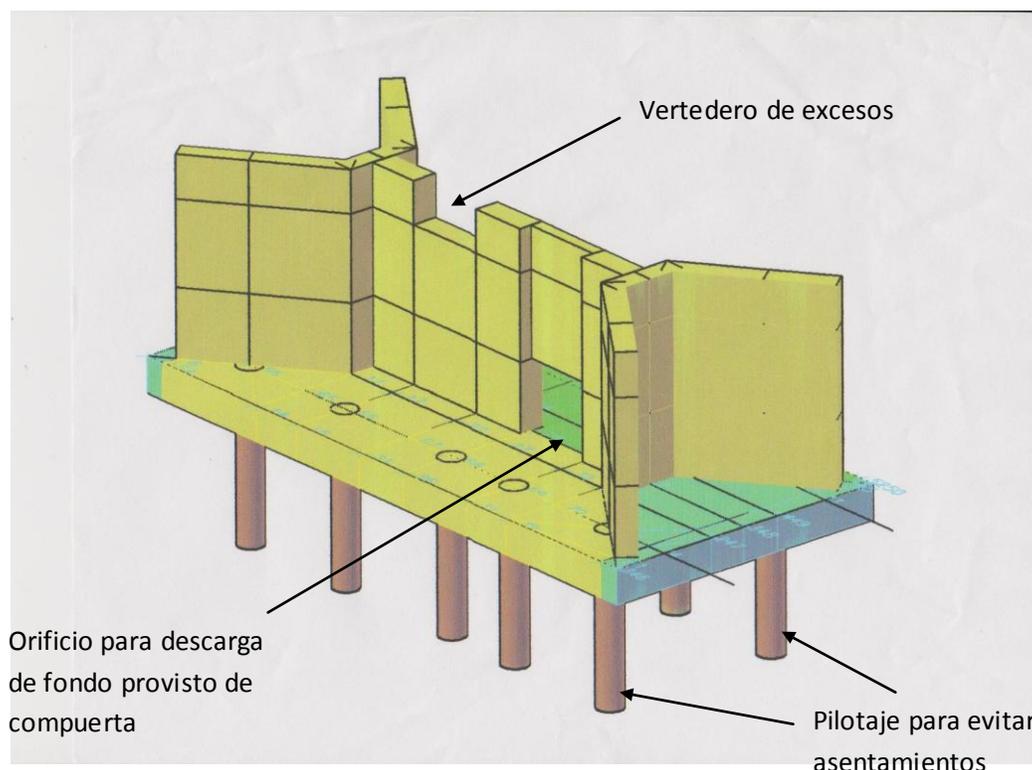


Figura 13. Topología típica de la estructura de pantalla para control de niveles a la salida de un humedal

1.3. OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES FINALES

1) La selección del tipo de dique como elemento de contención de las aguas de las crecientes para proteger las áreas objeto del proyecto, al igual que la selección de las intervenciones para el control de los procesos de erosión de orilla que amenacen ó puedan llegar a amenazar los diques, serán de competencia exclusiva del ingeniero diseñador. Adicionalmente, el diseñador deberá tener en cuenta que su propuesta de obras en ningún caso y bajo ninguna circunstancia podrá ocasionar afectación a terceros (ni a particulares ni a centros poblados).

Por lo anterior, la entidad que controla y aprueba los diseños y la construcción de este tipo de obras podrá suministrar referentes al diseñador, pero este último con base en su propia experiencia definirá finalmente el tipo de intervención que considere más apropiada con sus respectivos soportes técnicos de diseño.

2) El presente documento solo pretende presentar un grupo de obras de referencia que el ingeniero diseñador puede adoptar para incluir en el proyecto que tenga a su cargo. Sin embargo, la práctica de la ingeniería ofrece en la actualidad una gran diversidad de tipo de intervenciones fruto de la investigación de muchas empresas que ofrecen en el mercado elementos que permiten lograr los mismos resultados en términos de protección y estabilidad.

3) A continuación se presentan algunas recomendaciones a tener en cuenta cuando después de seleccionar el tipo de obra se avance a las etapas de prediseño y diseño:

- ASPECTOS IMPORTANTES SOBRE EL TEMA DE LOS TERRAPLENES DE PROTECCION

Evitar filtraciones al nivel de la cimentación o desplante:

- Ser generoso con el descapote
- Construir un dentellón de ser necesario

Evitar erosión interna de los materiales del dique o terraplén (tubificación):

- No usar materiales limosos en el cuerpo del dique ni arcillas expansivas
- Incorporar filtro en la sección del cuerpo del dique de ser necesario

Evitar asentamientos excesivos que conduzcan a pérdida del borde libre:

- No desplantar sobre suelos muy compresibles
- No desplantar sobre suelos colapsables

Evitar agrietamiento:

- No usar materiales arcillosos plásticos en el cuerpo del terraplén
- No desplantar el dique sobre materiales de compresibilidades diferentes

Evitar falla por cortante de taludes y en la cimentación

- Taludes > 2:1

- No construir con materiales finos saturados

Evitar drenaje domiciliario a través del cuerpo del dique y la siembra de árboles

- **ASPECTOS IMPORTANTES EN LA ESTABILIDAD DE MARGENES DE UN RIO**

Evitar erosión sobre los barrancos del cauce:

- Protección con enrocamiento
- Protección con bloques, bolsacreto, etc.
- Tablestacado

Evitar erosión al pie del barranco:

- Dar suficiente desplante a la cimentación de las obras de protección.
- No construir con materiales que se fracturen fácilmente con las socavación

4) Las condiciones de flujo en canales abiertos se complican por el hecho de que la composición de la superficie libre puede cambiar con el tiempo y con el espacio, y también por el hecho de que la profundidad de flujo, el caudal, las pendientes del fondo del canal y la superficie libre son interdependientes.

En estas condiciones, la sección transversal del flujo, es fija debido a que está completamente definida por la geometría del conducto. La sección transversal de una tubería por lo general es circular, en tanto que la de un canal abierto puede ser de cualquier forma desde circular hasta las formas irregulares en ríos. Además, la rugosidad en un canal abierto varía con la posición de la superficie libre. Por consiguiente, la selección de los coeficientes de fricción implica una mayor incertidumbre para el caso de canales abiertos que para el de tuberías, en general, el tratamiento del flujo en canales abiertos es más exigente que el correspondiente a flujo en tuberías. El flujo en un conducto cerrado no es necesariamente flujo en tuberías si tiene una superficie libre, puede clasificarse como flujo en canal abierto.

1.4. REFERENCIA BIBLIOGRAFICA

DEPARTMENT OF THE ARMY U.S. Army Corps of Engineers, EM 1110-2-1913 (30 April 2000). DESIGN AND CONSTRUCTION OF LEVEES Manual. Washington, DC 20314-1000.

MACCAFERRI- América Latina. Defensas ribereñas y obras transversales – Necesidades y soluciones ambientales.

Harvey Condori Luque, Ingeniero Agrícola, Especialista en Manejo de Recursos Naturales. Diseño de canales. Perú - Puno – diciembre de 2004.

Gobierno de Chile – Ministerio de Obras Públicas – Dirección General de Aguas – Unidad de Fiscalización. G / AQUATERRA INGENIEROS LTDA.- S.I.T. N° 175. GUÍAS DE RECONOCIMIENTO DE OBRAS TIPO Y DE PROCEDIMIENTOS- INFORME FINAL. Santiago, Mayo de 2009.

MINISTERIO DE TRANSPORTE- Resolución 664 de 1999. Reglamento de Construcción de Obras Fluviales.

INVIAS - SUBSECTOR MARÍTIMO Y FLUVIAL. GUÍA AMBIENTAL DE PROYECTOS. ABRIL DE 2011.

LILIAN POSADA GARCÍA, I.C MSc. PhD, Profesora Escuela de Geociencias y Medio Ambiente, Facultad de Minas - Universidad Nacional de Colombia en Medellín. Diques fusibles para el control de las inundaciones en la región de La Mojana - Antioquia. Feb. 12 de 2011.

HYDROPLUS. Sistema de compuertas fusibles. Premio a la calidad 2002 de la Asociación de Ingenieros de Australia. 5, cours Ferdinand-de-Lesseps 92851 Rueil-Malmaison Cedex Francia.

HIDROCONSULTA LTDA. Instalación de paneles sumergidos en el cauce del río Banadía. octubre, 2006.

CAPITULO 2

DATOS DEL PROYECTO Y REQUERIMIENTOS DE INGENIERIA BASICA

2.1 INTRODUCCION

El presente documento tiene la finalidad de servir como referente para el diseñador en el proceso de acometer los diseños de medidas estructurales tales como los diques en tierra o terraplenes para protección contra inundaciones y otras obras complementarias que estén incluidas en las propuestas de intervención del presente trabajo, como parte de los productos del Convenio 001 de 2013 suscrito entre ASOCARS, la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca y la Universidad del Valle.

Colombia es uno de los países con mayor oferta del recurso hídrico en términos de agua dulce y esta condición favorable nos hace propensos a las inundaciones ocasionadas por el desbordamiento de los ríos y las quebradas. Por lo anterior, es de suma importancia aprender a coexistir con esta situación natural para mitigar las afectaciones por ocupación indebida de cauces y de áreas inundables lo que ocasiona pérdidas económicas y de vidas humanas.



2.2 GENERALIDADES

Como se menciona en el capítulo introductorio del documento titulado “Análisis de las Inundaciones en el valle alto del río Cauca”, el cual forma parte de los productos de este convenio, los criterios para definir la ubicación de los diques en las márgenes de los ríos para proteger las zonas adyacentes durante las crecientes de los ríos deben incluir diferentes aspectos relevantes. En primer lugar, se debe tener en cuenta que los ríos no son solamente aquellos canales (llamados algunas veces cauces menores, y otras veces cauces normales o principales) que transportan las aguas durante los períodos de verano. Lo anterior significa que durante los períodos de lluvias, los ríos transportan grandes volúmenes de agua que ocupan tanto sus cauces principales como importantes franjas de la planicie de inundación. En otras palabras, las reales dimensiones de un río se evidencian por las áreas que ocupan sus aguas durante el invierno.

Por otra parte, los ríos aluviales presentan una dinámica morfológica relativamente intensa debido a que las márgenes o taludes del cauce principal tienden a ser erosionadas por la acción directa de la corriente en su búsqueda permanente de un estado de equilibrio, ocasionando el desplazamiento y el avance horizontal de los meandros, llegando incluso a producirse el corte de los mismos, para dar origen a los cauces abandonados o madrevejas. Estos cauces abandonados se constituyen finalmente en humedales que siguen siendo parte importante del ecosistema fluvial, permitiendo, entre otras funciones, la regulación de las crecientes. Los cauces aluviales en su proceso de movimiento o desplazamiento horizontal van definiendo una franja que se conoce con el nombre de cinturón meándrico.

La llanura o planicie de inundación constituye una parte importante del ecosistema fluvial pues es soporte básico para la fauna y la flora autóctonas y cumple importantes funciones naturales en la recarga de acuíferos subterráneos y la laminación de los caudales de las crecientes en el río al almacenar volúmenes importantes de agua al paso de las mismas y descargarlas o retornarlas luego lentamente al cauce principal. También es necesario señalar que las crecientes de los ríos y las inundaciones originadas sobre la planicie aluvial son parte de la dinámica natural de los ríos y, además, son necesarias para el buen estado ecológico de los mismos. Durante los desbordamientos e inundación de la planicie se produce un aporte significativo de sedimentos y nutrientes, contribuyendo a la fertilización de las tierras de cultivo.

Cualquier intervención antrópica que se pretenda realizar para proteger de las inundaciones una cierta zona deberá considerar todos los aspectos mencionados anteriormente. La experiencia acumulada en diferentes regiones en el mundo indica la imperiosa necesidad de comprender primero que todo la naturaleza y el funcionamiento de los ríos y los ecosistemas fluviales antes de acometer cualquier intervención; se trata de trabajar con la naturaleza y no en contra de ella, es decir, no se debe pretender dominarla, **se debe defender a los ríos y no defenderse de ellos**. En varios países se han iniciado desde hace algunos años planes que contemplan retirar o distanciar de los cauces principales los diques existentes, para de esta manera recuperar o devolverle a los ríos parte de la planicie de inundación de la cual habían sido despojados.

2.3 TIPOS DE MEDIDAS Y OTROS ASPECTOS

La **protección contra las inundaciones** incluye, tanto las **medidas estructurales**, como las **no estructurales**, que dan protección, reducen o mitigan los riesgos de inundación.

Las medidas estructurales incluyen las represas y reservorios, modificaciones a los canales de los ríos, diques y protección de riberas, depresiones para desbordamiento, cauces de alivio y obras de drenaje.

Las medidas no estructurales consisten en el control del uso de los terrenos aluviales mediante la zonificación de éstos, establecer los reglamentos para su uso (a través de los planes de ordenamiento y con base en mapas de amenaza, vulnerabilidad y riesgo), las ordenanzas sanitarias y de construcción, la reglamentación del uso de la tierra de las cuencas hidrográficas tributarias y en general las acciones y herramientas administrativas (pólizas de seguros que amparen los costos de los cultivos que se inunden) para desincentivar el aislamiento de los terrenos necesarios durante las crecientes. Sobre este último aspecto es importante tener en cuenta que la persistencia del uso agrícola tradicional en la llanura de inundación favorece la función laminadora de la misma, y es por esa razón que debe ser apoyada por medidas como subvenciones eco-condicionadas, seguros agrarios efectivos u otras fórmulas que deberán ser acordadas entre los agricultores afectados y las administraciones pertinentes.

Con la excepción de los casos de inundación severa, los ecosistemas y las comunidades humanas de muchas áreas se han adaptado, y dependen de la inundación periódica de la tierra. Ordinariamente, la inundación llega a ser un problema solo si los eventos naturales o las actividades humanas aumentan su intensidad o frecuencia, o si el hombre invade las áreas anegadas; colocando estructuras y realizando actividades que requieren protección.

Es imprescindible y urgente el deslinde del dominio público hidráulico y la ordenación de las actividades antrópicas en el mismo. Se debe dotar al río de un espacio de libertad fluvial y dentro de este espacio se deberían potenciar las funciones naturales de la llanura de inundación, como la laminación de las avenidas o el filtrado de contaminantes (p.e. mediante la restauración de sotos como “filtros verdes”), así como garantizar la persistencia del uso agrícola tradicional.

Las medidas de gestión han sido aplicadas con éxito en países a la vanguardia del conocimiento hidrológico, como Estados Unidos (Río Mississippi-Missouri) y Alemania (Río Rhin).

2.3.1. Medidas estructurales

Los potenciales impactos ambientales más importantes de las medidas estructurales para controlar las inundaciones, se basan en la eliminación del modelo natural de inundación y los beneficios que ésta trae. Los terrenos aluviales son productivos en su estado natural porque la inundación los hace así; ésta renueva la humedad del suelo, y deposita limos y otros nutrientes convirtiéndose en fuente de enriquecimiento del suelo.

Al reducir o eliminar las inundaciones, existe el potencial de empobrecer la agricultura de los terrenos aluviales, su vegetación natural, las poblaciones de fauna y ganado, la pesca del río y de la zona aluvial, que se han adaptado a los ciclos naturales de inundación. Es necesario, entonces, tomar medidas de compensación para mantener el nivel de productividad de los sistemas naturales, utilizando fertilizantes artificiales, construcción de infraestructura para el riego y drenaje en los terrenos agrícolas, mejorando los terrenos de pastoreo, o implementando sistemas intensificados de manejo y producción para la pesca. Asimismo, si a raíz de las medidas de canalización, se reduce la frecuencia de las inundaciones, se transportarán los sedimentos que ingresan al río en las áreas altas de la cuenca hidrográfica, hasta la desembocadura del río, a menos que existan áreas de rebosamiento aguas abajo. Las cantidades más grandes de depósitos en el río pueden causar cambios físicos, mediante la sedimentación y las variaciones en los caudales de agua a la altura del estuario, el delta, o las áreas costeras, próximas a la playa, e influir en la pesca abundante que producen estos ecosistemas. Los arrecifes de coral son, especialmente, sensibles al aumento de sedimento en los ríos, y pueden ser destruidos, irreparablemente.

La función de las **represas y reservorios**, en cuanto al control, es la de reducir los caudales picos, que ingresan a un área propensa a inundaciones. La operación de un reservorio para controlar inundaciones es muy diferente al del funcionamiento con fines hidroeléctricos, o para riego. En vez de mantener altos los niveles de agua, a fin de tener una mayor carga hidrostática o fuente de agua para riego, su operación para controlar las inundaciones requiere que se mantengan bajos los niveles de agua, antes y durante la temporada de inundaciones, para tener la capacidad de almacenar las crecientes de agua. Sin embargo, la eventual liberación del agua puede causar problemas. En vez de estar inundadas a una mayor profundidad, durante un período más corto de tiempo, algunos terrenos están inundados a una profundidad, mucho menor, pero durante un período mucho más largo. Posiblemente, esto no sea compatible con los sistemas agrícolas existentes.

Las medidas estructurales para controlar las inundaciones, incrementan la capacidad del río, aumentan su velocidad de flujo, o logran los dos efectos, simultáneamente. Las modificaciones al canal que se pueden realizar son: dragarlo para que sea más ancho o profundo, limpiar la vegetación u otros residuos, emparejar el lecho o las paredes, o enderezarlo; todo esto ayuda a aumentar la velocidad del agua que pasa por el sistema, e impedir las inundaciones. Al enderezar el canal, eliminando los meandros, se reduce el riesgo de que el agua rompa la orilla del río en la parte exterior de las curvas, donde la corriente es más rápida y el nivel es más alto. Sin embargo, la modificación del canal puede causar algunos impactos ambientales negativos. Cualquier medida que aumente la velocidad de la corriente, incrementará la capacidad del agua para causar erosión. Los problemas de erosión y sedimentación pueden ocurrir en el sitio, o aguas abajo o aguas arriba. Al revestir los canales, se reducen o se eliminan todos los factores

que impiden el flujo, pero esta práctica produce problemas estéticos y ambientales, incluyendo la reducción de la renovación de las aguas freáticas, y trastornan las poblaciones con la eliminación de los desechos del dragado. El mejoramiento del canal puede aliviar los problemas causados por las inundaciones en el área tratada; sin embargo, los picos serán más altos aguas abajo, y, simplemente, se ha transferido el problema a otra parte.

Las riberas artificiales, los bordos naturales mejorados y los diques, aumentan la capacidad del canal y mantienen toda el agua dentro del mismo, con la excepción de las crecientes que sean extraordinariamente altas. Sin embargo, al igual que las medidas de mejoramiento de los canales, estas estructuras tienden a transferir el problema a las áreas situadas aguas abajo, y éstas, a su vez, sufren también al tener que invertir fondos públicos para implementar las medidas urgentes a fin de controlar las inundaciones en esas áreas. Además de que los diques que se construyen en el terreno aluvial, con el propósito de excluir el agua de ciertas áreas, intervienen en la hidrología del área, y pueden tener impactos en el hábitat y el movimiento de la fauna.

Las depresiones para desbordamiento, usualmente, son pantanos entre las riberas del río y los costados del valle. Asimismo, es posible construir depresiones artificiales para las aguas. Las depresiones de detención o embalses pequeños se emplean, a menudo, cerca de las áreas urbanas, para interceptar y recolectar el flujo antes de que llegue al río; también son efectivos para reducir los caudales pico. Las depresiones tienen un efecto positivo en cuanto al reabastecimiento de los acuíferos, y permiten que se asienten los sedimentos suspendidos, que, de otra manera, fluirían hacia el canal. Sin embargo, pueden convertirse en hábitats para los vectores de las enfermedades.

Los **cauces de alivio** (también llamados desvíos de caudales altos o vertederos) son canales de desvío naturales o artificiales, o conductos que envían las aguas fuera de los centros urbanos, o áreas pobladas de alta densidad. Más abajo, el agua puede ser devuelta al río, donde se originó.

Las estructuras para controlar las inundaciones son costosas. Además, dan un sentido falso de seguridad, porque la gente piensa que se ha eliminado el riesgo de inundación, en vez de sólo reducirlo. Esto les puede estimular a que aumenten el desarrollo de los terrenos aluviales, causando resultados desastrosos en el caso de una creciente inusitadamente alta, o la falla de las estructuras de control.

Además de los impactos de las estructuras en el medio ambiente, se deben considerar los factores ambientales que influyen en el control de las inundaciones. Las infraestructuras u otras obras en el terreno aluvial, no solamente significan riesgos para la gente de allí mismo (dependiendo de su vulnerabilidad), sino que aumentan el riesgo para los vecinos y las otras personas que viven en las comunidades aguas abajo. Los edificios, por ejemplo, al obstruir el flujo del agua, pueden aumentar la altura de la inundación y reducir la capacidad de almacenamiento del terreno aluvial.

Los eventos naturales, como los incendios en las cuencas, ventarrones, o cambios de rumbo del río, influyen en las inundaciones. Las actividades humanas en las cuencas hidrográficas, como la tala de los árboles o el desbroce para agricultura, en general, aumentan el flujo, al igual que el labrado de los terrenos inclinados sin implementar las terrazas adecuadas, o el surcado en

curvas de nivel. Al impermeabilizar el terreno de la cuenca hidrográfica y de la zona aluvial, se aumentará el caudal y el volumen de las avenidas.

2.3.2. Medidas no-estructurales o reglamentación del uso de los terrenos aluviales

Las medidas no estructurales para controlar las inundaciones, tienen el objetivo de prohibir o regular el desarrollo de la zona aluvial, o las cuencas hidrográficas, o proteger las estructuras existentes, a fin de reducir la posibilidad de que sufran pérdidas debido a la inundación. Al igual que toda medida preventiva, son menos costosas que el tratamiento (es decir, la instalación de las medidas estructurales necesarias para controlar las inundaciones). Esencialmente, las medidas no estructurales son beneficiosas, porque no tratan de regular el modelo natural de inundación del río. La filosofía actual de muchos planificadores y fomentadores de políticas, es que es mejor mantener los terrenos aluviales sin desarrollo, como áreas naturales de desbordamiento. Sin embargo, si existe desarrollo en la zona aluvial, se deberá utilizar control no estructural, conjuntamente, con las medidas estructurales.

La **zonificación** es un medio efectivo para controlar el desarrollo del terreno aluvial. Al destinar el terreno a la agricultura, los parques y las áreas de conservación, se protege la zona aluvial, y se previenen los usos del terreno que sean vulnerables a los daños causados por las inundaciones. Como las tierras húmedas cumplen una función natural de control, es de particular importancia implementar zonificación para prohibir las actividades en estas áreas que puedan reducir su capacidad de almacenamiento de agua. Los reglamentos de las ordenanzas de zonificación pueden prohibir, o especificar, los tipos y funciones de las estructuras que pueden ser construidas en el cauce del alivio, o en el terreno aluvial, para reducir el riesgo de inundación. Por ejemplo, se puede prohibir la eliminación de las aguas negras y los materiales tóxicos o peligrosos, requerir que las estructuras tengan protección contra inundaciones, y rechazar la construcción de los edificios y caminos privados que puedan acentuar los efectos negativos de las inundaciones.

Las ordenanzas sanitarias y de la construcción pueden, además, contemplar especificaciones adicionales en cuanto al manejo de la zona aluvial. Las ordenanzas sanitarias pueden reducir el riesgo de los problemas de salud, que se originarán de la contaminación del agua potable luego de una interrupción en los sistemas de alcantarillado, a causa de la inundación. Las ordenanzas pueden prohibir la instalación de sistemas de absorción por el suelo (tanques sépticos, campos de absorción, etc.) o requerir un permiso para su instalación. Las ordenanzas de la construcción pueden especificar los requerimientos estructurales de los edificios nuevos, para reducir su vulnerabilidad a la inundación, y disminuir los riesgos sanitarios y de seguridad para los ocupantes (p.ej. los reglamentos en cuanto a las instalaciones eléctricas y elevación de los pisos), y reducir al mínimo el grado en que el edificio impida el flujo de las aguas.

Para poder aplicar las medidas no estructurales necesarias para controlar las inundaciones, debe existir control sobre el uso del terreno, y, por lo tanto, es una cuestión institucional. Las medidas no estructurales pueden ser efectivas en el grado en que el gobierno sea capaz de diseñar e implementar el uso adecuado del terreno.

Finalmente, se pueden realizar diferentes actividades que ayudarán a reducir o demorar el flujo del agua de los terrenos, y aumentar la infiltración, y por eso, reducir el riesgo de inundación. Estas actividades incluyen el manejo de las cuencas hidrográficas (p.ej. aumentar la cobertura vegetal, especialmente en las pendientes, mejorar las prácticas agrícolas, implementar medidas para controlar la tala de bosques y la erosión de los arroyos, etc.) sembrar vegetación apropiada junto a las orillas de los ríos, y proteger y restringir el acceso a las tierras húmedas que ejercen un efecto natural para controlar las inundaciones.

2.3.3. Aspectos sociales

El principal aspecto social que se relaciona con la protección contra inundaciones, es la distribución desigual de los beneficios que se reciben, y los costos que se ocasionan entre las poblaciones afectadas por las medidas tomadas para controlarlas. Cuando los usos tradicionales de los terrenos aluviales para la pesca, la agricultura, o la ganadería, dependen de los ciclos naturales de inundación, estos se interrumpen debido a las medidas tomadas para proteger las otras comunidades (a menudo urbanas), a fin de controlar las inundaciones, y los campesinos no reciben la compensación adecuada por las pérdidas causadas.

Los moradores de las zonas aluviales reciben el mayor impacto del aumento de la inundación, causado por los cambios en el uso de la tierra, implementados por otros, aguas arriba; sin embargo, generalmente, tienen menos poder para producir cambios o exigir que el gobierno intervenga a su favor.

2.3.4. Determinación de la extensión de la zona aluvial y la frecuencia de las inundaciones

A fin de evaluar el riesgo de inundación, hay que calcular la probabilidad de sufrir inundaciones de diferentes magnitudes en el sitio. Se requiere la siguiente información:

- El flujo anual máximo (el caudal máximo que haya ocurrido en un año específico) del río;
- El intervalo de reincidencia de los diferentes caudales pico (el promedio del intervalo de tiempo (T_r), después del cual sea probable que ocurra el pico); y,
- El nivel o elevación máximo de la superficie del agua (o los límites físicos de las inundaciones) para cada caudal específico.

Cuando los datos estadísticos sobre los caudales máximos y la extensión de las inundaciones para los diferentes caudales, no están disponibles, se puede recolectar la información histórica de los residentes y archivos locales, y analizar la geología de los depósitos aluviales, para ayudar a determinar el período y la extensión de las inundaciones del área. Luego, se pueden preparar mapas, indicando las áreas susceptibles a inundación. Estos mapas son útiles para preparar los planes de uso y los reglamentos para las tierras del área.

2.3.5. Alternativas de los proyectos

Hay dos opciones para reducir al mínimo las medidas estructurales que pueden causar trastornos ambientales:

- Revisar la operación de las represas y reservorios existentes, aguas arriba, para que proporcionen, por lo menos, un alivio parcial del riesgo de inundaciones; y,
- Usar los medios no estructurales, en cuanto sea posible, para reducir ese riesgo;

Si la intensidad y la frecuencia de las inundaciones aumentan debido a los cambios artificiales en las cuencas hidrográficas, se puede enfatizar en las soluciones no estructurales. Donde sea necesario controlar las inundaciones para proteger las estructuras existentes, puede no haber ninguna otra alternativa, sino las medidas estructurales de protección. En este caso, las opciones se relacionan con la selección de las medidas, su instalación y manejo para reducir al mínimo el impacto ambiental.

2.4. DATOS DEL PROYECTO

Al presentar un proyecto de obras para protección contra inundaciones, se deberán incluir como mínimo los siguientes datos generales:

- Localización geográfica (región, departamento, cuenca hidrográfica asociada)
- Localización específica referenciada al sistema de coordenadas y elevaciones que exija la entidad que tramita la aprobación del proyecto. Para el caso del río Cauca muy seguramente se utilizará la poligonal de amarre del Proyecto Modelación río Cauca.
- Nombre del proyecto.
- Nombre de la persona natural o jurídica que presenta el proyecto para aprobación.
- Nombre del ingeniero o firma de ingeniería que avala los diseños.

Adicionalmente, el documento soporte o reporte de diseño deberá incluir la siguiente información: vías de acceso, generalidades topográficas y de relieve, características climatológicas, población beneficiada y actividad económica, descripción de la zona de estudio y materiales y equipos a utilizar en el proyecto.

El reporte de diseño incluirá la evaluación de las condiciones de cimentación, los estudios en sus aspectos hidrológico e hidráulico y los respectivos chequeos estructurales para la estabilidad del dique propuesto.

Las memorias serán lo suficientemente detalladas para definir con precisión el diseño final y el trabajo propuesto tal como se ilustre en los planos para construcción.

Los planos para construcción serán lo suficientemente detallados para la evaluación de los aspectos de seguridad del dique. En los planos, el abscisado topográfico utilizará la convención de K0+000, K0+025, etc. Las márgenes del río serán identificadas como margen derecha o izquierda mirando el flujo hacia aguas abajo.

Adicionalmente, se deberá disponer de un estimado de cantidades de obra y costos.

DATOS Y COMPONENTES PRINCIPALES DEL CUERPO DE UN DIQUE:

- Ancho de la corona
- Pendiente de los taludes (talud de la cara mojada y talud de la cara seca)
- Características del núcleo impermeable (si lo tiene)
- Altura total del cuerpo del dique
- Cota de corona amarrada al sistema de elevaciones del proyecto
- Ancho de la base
- Cota de la cimentación amarrada al sistema de elevaciones del proyecto.
- Espolón o pantalla para control de infiltraciones

En la figura 14 se presentan de manera esquemática los elementos asociados a un dique:

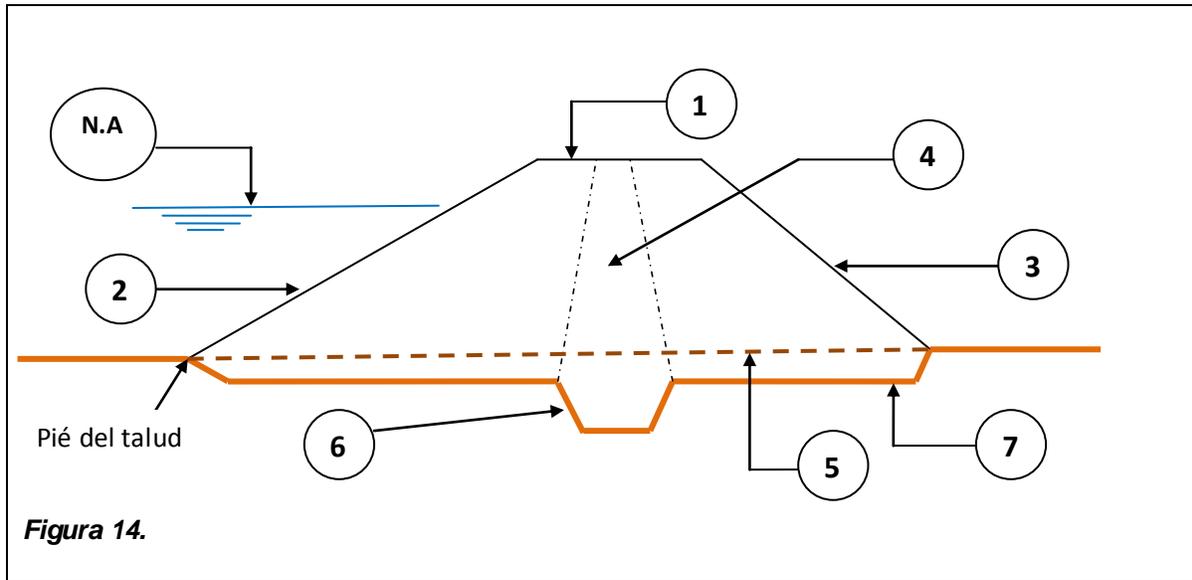


Figura 14.

1	CORONA	4	NUCLEO IMPERMEABLE (ver Nota 1)
2	TALUD DE LA CARA MOJADA	5	NIVEL DEL TERRENO ORIGINAL
3	TALUD DE LA CARA SECA	6	ESPOLON O PANTALLA
N.A	NIVEL DE AGUA DEL PROYECTO	7	NIVEL DE CIMENTACION

Figura tomada del documento titulado "Descripción técnica del tipo de obras"

Nota 1: Para los diques o terraplenes que se construyen para proteger áreas dedicadas a la agricultura o ganadería, normalmente no se le incluye al cuerpo del dique un núcleo impermeable, para estos casos resulta suficiente con efectuar una buena selección del tipo de material y una compactación controlada del cuerpo del terraplén.

Cuando se trata de diques o terraplenes para la protección de centros poblados, es recomendable proveer el cuerpo del dique de un núcleo impermeable que puede estar conformado por material arcilloso, geomembranas ó cualquier otro elemento que cumpla la función de conformar una barrera que impida el flujo del agua del talud mojado hacia el talud seco.

2.5. REQUERIMIENTOS DE INGENIERIA BASICA

La ingeniería conceptual sirve para identificar la viabilidad técnica y económica de un proyecto y marca la pauta para el desarrollo de la ingeniería básica y de detalle. Se basa en un estudio previo (estudio de viabilidad) y en la definición de las directrices del proyecto.

Dentro del desarrollo de un proyecto (llámese idea, producto, programa, construcción, etc.) existen “aspectos básicos e imprescindibles” que deben ser considerados a fin de ofrecer el mejor resultado tomando en consideración los requerimientos que el interesado puede tener plasmados en su mente ya sea a manera de idea o de forma específica y que pueda brindar la mayor información posible respecto a lo que él espera encontrar como producto final. Por lo tanto en la ingeniería básica se define los lineamientos generales e ideas básicas del proyecto. Estas ideas y definiciones del proyecto son los pilares de referencia en que se basará la ingeniería de detalle, para la ejecución de los cálculos, diseños y planos constructivos.

Si bien en la época actual estamos saturados con nuevos sistemas constructivos, materiales, software y programas de tecnología que nos facilitan muchos aspectos inmersos en el desarrollo de la “Ingeniería de detalle”, al tratar a cada proyecto como lo que fue creado "una idea personal ó comunitaria" caemos en cuenta de que debemos ofrecer la solución más sensata para la satisfacción del usuario y sus necesidades.

2.5.1. Ingeniería básica en la etapa de prediseño

Antes de abordar un proyecto de construcción de un dique se deben tener en cuenta e incluir como mínimo los siguientes componentes a nivel de la fase de prediseño:

1. Identificar los proyectos de control y/o protección contra inundaciones, existentes en el sector,
2. Caracterizar el terreno inundable (tipos de uso del suelo existentes en el área a proteger, presencia de ecosistemas como humedales, madre viejas, entre otros),
3. Establecer el perfil del flujo correspondiente a la crecida de diseño,
4. Efectuar el desarrollo conceptual del dique en su alineamiento y altura,
5. Identificar el área beneficiada por el proyecto,
6. Evaluar el impacto del proyecto sobre su entorno medioambiental,
7. Evaluar el impacto sobre las actividades de agricultura existentes, el uso residencial, comercial e industrial dentro de los límites del área propensa a las inundaciones,
8. Evaluar el impacto del proyecto sobre el drenaje local,
9. Localizar las fuentes locales disponibles para obtener los materiales de construcción,
10. Preparar una evaluación preliminar de la relación Costo / Beneficio del proyecto, incluyendo unos valores estimados de mantenimiento de la obra una vez ejecutada,
11. Evaluar los riesgos asociados a la alternativa de “no hacer nada”.

2.5.1.1. Investigación preliminar de proyectos existentes en el sector

Se recomienda efectuar un sondeo preliminar, inspeccionando y estudiando el área usando los mapas disponibles, obteniendo un inventario de las obras y/o intervenciones existentes bien sea realizadas por la autoridad local o por particulares, lo cual se constituirá un buen referente para determinar la viabilidad del proyecto.

Este tipo de evaluación inicial puede ahorrar costos, tiempo y esfuerzos requeridos durante las subsiguientes etapas del diseño.

2.5.1.2. Investigación de campo

Una vez el proyecto del dique ha sido definido, si este consiste en la construcción de un nuevo dique ó en la adecuación, reforzamiento o reparación de una estructura de dique existente, en la mayoría de los casos una investigación de campo será requerida para coleccionar información relevante.

Esta investigación de campo, usualmente debe apoyarse en primera instancia de una revisión en oficina de toda la geología disponible y cualquier otra información pertinente sobre el área de interés, complementada con verificaciones en sitio y ensayos subsuperficiales.

Algunos factores claves definen el alcance de las investigaciones de campo, entre ellos tenemos los siguientes:

- Experiencia en el diseño y/o construcción, particularmente en el tema de diques;
- Las consecuencias que involucraría la falla del dique en cuanto a afectación de vidas humanas, propiedades, infraestructura pública o privada o daños al medio ambiente;
- Altura final que se pretende dar al dique;
- Condiciones de cimentación esperadas (suelos débiles y compresibles, altamente variables a lo largo del alineamiento, filtraciones bajo el dique y/o problemas de asentamientos);
- Sitios de préstamo de materiales disponibles (calidad, contenidos de humedad y variabilidad de sus características).

2.5.1.3. Estudios básicos

Además de las tareas de investigación de campo, adicionalmente se deben abordar los siguientes temas como parte de los estudios básicos:

1. Recopilación y estudio de información topográfica existente, suelos, mapas geológicos, geomorfología histórica, fotografías aéreas, datos y registros sobre proyectos existentes, información hidrológica e hidráulica disponible en la CVC o en alguna otra entidad y averiguación preliminar de canteras o zonas de préstamo de materiales existentes en cercanías al área del proyecto.

2. Generar un informe sobre el reconocimiento de campo del alineamiento propuesto y las zonas de préstamo de materiales, notas sobre la geología del área documentadas con fotografías, incluyendo características tales como: orillas del río y pendientes de las bermas existentes, afloramientos de rocas, materiales superficiales existentes, áreas mal drenadas, evidencias de inestabilidad de suelos para cimentación, afloramientos de aguas de infiltración y/o sitios blandos, características fisiográficas naturales ó antrópicas, etc. Adicionalmente resultan de mucha utilidad las entrevistas con personas u organizaciones locales que tengan conocimiento de las condiciones de cimentación en el área donde se va a desarrollar el proyecto.
3. Investigación subsuperficial mediante perforaciones, clasificando los materiales encontrados, colectando muestras, localización de los niveles freáticos, etc.
4. Ensayos de laboratorio tales como determinación de humedades naturales, límites de Atterberg, análisis de gradación, pruebas de consolidación, identificación del potencial de licuación, etc.

El alcance de las pruebas a través de perforaciones y las exploraciones geofísicas están basadas en información tales como mapas geológicos, aerofotografías, recursos de aguas subterráneas, experiencia previa en el área y la naturaleza general del proyecto.

Un espaciamiento típico de las perforaciones usualmente varía entre 50 y 300 metros a lo largo del alineamiento propuesto y/o existente, con un espaciamiento más cercano en aquellos sitios que evidencian tener problemas.

Las perforaciones son normalmente localizadas sobre el eje del dique con ocasionales muestreos localizados cerca de la pata del talud del dique propuesto con el propósito de obtener información adicional. Si las investigaciones se efectuarán por etapas, por ejemplo: algunas en la fase preliminar, perforaciones adicionales podrán ser requeridas en la fase de diseño.

La profundidad de las perforaciones será la suficiente para localizar y determinar las propiedades del suelo y/o estratos no deseables (v.gr. arenas licuables) que pueden llegar a afectar el buen desempeño del dique o de otras estructuras que formen parte del proyecto. La profundidad de las perforaciones a lo largo del alineamiento propuesto será al menos igual a la altura del dique que se pretende construir en su punto de mayor altura, pero no menor a 3,00 metros por debajo de la superficie del terreno existente, estos valores podrán ser modificados a criterio del geotecnista que apoya el trabajo de diseño.

En el caso de diques existentes, las perforaciones se efectuarán a lo largo del eje del dique y bajarán a través de los materiales que conforman el dique y continuarán bajando de acuerdo con las profundidades arriba anotadas.

Por ejemplo, si se tiene un dique existente de 3,0 metros de altura, las perforaciones bajarán por el eje del dique hasta un mínimo de 6,00 metros y un mínimo de 3,00 metros para perforaciones efectuadas por la pata del dique. Igualmente, estos valores podrán ser modificados a criterio del geotecnista.

Las perforaciones y muestreos deberán tener siempre la profundidad suficiente para proveer los datos requeridos para los análisis de estabilidad y filtraciones, de la cimentación y el cuerpo del dique a diseñar.

En las zonas de préstamo, la profundidad de la exploración se extenderá aproximadamente 1,0 metro por debajo del nivel explotable ó del nivel freático. Si el material de préstamo va a ser obtenido hasta más allá del nivel freático, mediante dragado u otros medios, las perforaciones se efectuarán al menos 3,00 metros por debajo de la base propuesta para la excavación.

Unas apropiadas pruebas de campo y/o laboratorio se constituirán en una ayuda para la evaluación de los esfuerzos, compresibilidad, permeabilidad y resistencia a la erosión de los suelos de cimentación, y de los materiales de diques existentes en el caso de adecuaciones ó reforzamientos.

Los datos geofísicos deben ser interpretados conjuntamente con la experiencia personal.

2.5.1.4. Identificación y análisis de alternativas

Como en la mayoría de los proyectos de ingeniería es recomendable efectuar la identificación, análisis de ventajas y desventajas, valoración preliminar en términos de costos y el prediseño de un grupo de posibles alternativas que apunten al logro de los objetivos propuestos por el proyecto.

Con base en lo anterior, se podrá efectuar un proceso de filtrado para seleccionar la alternativa que finalmente se considere con la mejor relación costo/beneficio para que ésta continúe hacia la fase de diseño.

2.5.2. Ingeniería básica en la etapa de diseño

2.5.2.1. Aspectos generales

Factores que influyen en el diseño

- Tipo de suelo de cimentación
- Material a utilizar
- Máximo nivel de agua durante la ocurrencia de la avenida de diseño
- Grado de protección requerido
- Borde libre a proveer

Alcances mínimos del diseño

El diseño de un dique consiste en:

- Determinación de la altura.

- Determinación del ancho de corona.
- Estudio de la cimentación.
- Determinación de las pendientes de los taludes laterales y su análisis de estabilidad.
- Chequeo de infiltraciones.
- Revestimientos de protección.
- Protección al pie del talud frente a procesos de erosión de orilla.

2.5.2.2. Determinación de la geometría del dique

Un predimensionamiento geométrico inicial contempla un ancho de corona (B) mínimo de 3,0 metros y taludes conformados con pendientes máximas de 2,0H: 1,0V para los diques del río Cauca y de 1,5H : 1V para diques en ríos o cauces tributarios. Para esta geometría y en función de la altura de la estructura, se evaluarán las condiciones de estabilidad con los respectivos análisis. Los factores de seguridad a considerar deberán ser mayores a 3 para los diques asociados a la protección de centros poblados, especialmente los del talud expuesto, para considerar en este factor, el desembalse o descenso rápido de los niveles del río.

Donde las lluvias y las condiciones de cimentación lo permiten, la tendencia en el diseño de diques es hacia secciones con taludes más empinados. El mantenimiento del dique es otro factor que a menudo tiene considerable influencia sobre la selección de la sección del dique.

Altura del cuerpo del dique

La altura de los diques, de acuerdo con los niveles de aguas de las corrientes y terreno, resultan en general de baja altura (3 metros o menos).

La definición de la altura del dique estará condicionada al grado de protección que se desea tener frente a un evento de creciente esperado durante la vida útil de la obra. Como parte de los productos obtenidos por este proyecto de *Zonificación de amenazas por inundaciones del río Cauca en su valle alto y planteamiento de opciones de protección*, se puede consultar como referencia los niveles máximos esperados para el río Cauca y con diferentes períodos de retorno asociados a las distancias mínimas recomendadas y en función del tipo de uso del suelo de las áreas a proteger (agrícola, centro poblado, etc.)

Anchos de corona y superficie de rodamiento

Se recomienda que el ancho de corona no sea inferior a 3,0 metros, sin embargo 4,00 metros resulta ser un valor estándar apropiado para adoptar. Este permite facilidad de acceso para la construcción, y para las labores de inspección y mantenimiento futuras.

Adicionalmente, si los futuros perfiles de flujo de crecientes indican la necesidad de sobre elevar la corona del dique, disponer de este sobreancho proveerá una cantidad de material disponible para ser instalada sobre la cresta del dique y lograr rápidamente la sobre elevación requerida, manteniendo aún un ancho de corona aceptable para el tránsito de equipos de inspección y mantenimiento.

La superficie de rodamiento del dique deberá ser pendienteada con bombeo, tal como en las vías para facilitar el drenaje y minimizar las situaciones de encharcamiento de aguas.

La superficie de rodamiento sobre la corona del dique deberá permitir el acceso de los equipos y vehículos de construcción y mantenimiento durante los períodos de invierno sin causar afectaciones por surcamientos, anegamientos o presentando amenazas contra la seguridad del personal operativo. Se recomienda utilizar material de base usado en vías.

El mínimo espesor de esta capa superficial de material debe ser de 15 centímetros, sin embargo, un espesor de 10 centímetros puede ser usado sobre la corona de aquellos diques cuyo acceso será generalmente limitado a cargas de servicio vehicular de menor peso.

Pendientes de los taludes

Para diques de altura significativa o cuando existe preocupación sobre la competencia de los materiales de relleno o sobre las condiciones de cimentación, el diseño del terraplén requiere un análisis detallado.

Los diques bajos o diques que se construyen con buenos materiales sobre cimentaciones de eficacia comprobada, pueden no requerir unos análisis de estabilidad muy detallados. Para estos casos, consideraciones prácticas como: tipo de construcción, facilidad de construcción, mantenimiento, criterios de infiltraciones y protección de los taludes, controlan la selección de la pendiente de los taludes de los diques.

(1) Tipo de construcción. Los diques con muy buena compactación generalmente posibilitan el uso de taludes con pendientes superiores a la de aquellos diques semicompactados o construidos por medios hidráulicos. En efecto, las limitaciones de espacio en áreas urbanas a menudo exigen la construcción de diques con sección transversal mínima requiriendo material seleccionado y una compactación apropiada para obtener una sección estable.

(2) Facilidad de construcción. Una pendiente de taludes de 1V : 2H es generalmente aceptada como la mayor pendiente que puede ser fácilmente construida y que ofrece estabilidad para la capa de rip-rap en caso de ser utilizada.

(3) Mantenimiento. Una pendiente de taludes de 1V : 3H es la mayor pendiente que puede ser escalada con equipo convencional durante las operaciones de inspección para mantenimiento.

(4) Filtraciones. Para diques de arena, una pendiente de taludes de 1V : 5H es considerada suficientemente plana para prevenir daño por filtraciones.

(5) Protección de los taludes. Los taludes del lado de la cara mojada del terraplén que tengan menor pendiente que la requerida por estabilidad, pueden tener que ser provistos de protección solo frente al posible daño que ocasiona la acción del oleaje del flujo en el río.

Sobrecargas en suelos de baja capacidad al cortante en el cuerpo del dique y/o en la cimentación, a menudo junto con los efectos de la filtración, es la causa de la mayoría de las fallas en los diques. Fallas de este tipo pueden ser las más catastróficas de todas ya que

usualmente ocurren rápidamente y puede resultar en la pérdida de toda una sección del dique. Estas fallas pueden involucrar solo al dique, o se pueden involucrar tanto el dique como la cimentación.

Para los diques construidos en British Columbia (Canadá), que generalmente se han conformado en condiciones de buena cimentación, se ha identificado que los taludes son típicamente estables para pendientes de 2H: 1V ó menores. El estándar FRFCP (Fraser River Flood Control Program) para construcción de diques fue de 3H:1V, o menor, para los taludes de la cara mojada sin protección como el riprap; 2H:1V, o menor, con protección de riprap y 2,5H:1V, o menor, para los taludes de la cara seca del dique.

Para diques existentes de altura mayor a 2,0 metros, o cuando hay dudas acerca de las condiciones del suelo de cimentación o del material con el cual se conformará el lleno del dique, se requiere de un diseño detallado. Por el contrario, cuando los diques son bajos y se tiene confianza en el suelo de cimentación y en la buena compactación del material del dique, no se requieren análisis o verificaciones muy detalladas.

Para estos casos, el estándar FRFCP adopta las mismas recomendaciones dadas por el U.S. Army Corps of Engineers en cuanto a las consideraciones prácticas tales como facilidad de construcción, mantenimiento, control de infiltraciones, etc.

En el caso de adecuación de un dique existente, la estabilidad de los taludes será chequeada para la condición existente y para la nueva condición proyectada.

2.5.2.3. Localización en planta del eje del dique respecto al río

Un dique ubicado a una distancia apropiada ofrece numerosos beneficios comparado con un dique construido al borde del cauce:

- El mantenimiento natural de los hábitats en los humedales generando condiciones ambientalmente sostenibles.
- Proporciona un ancho mayor de cauce con lo que se incrementa la capacidad de flujo.
- Reduce los picos de los niveles de las crecientes
- Reduce las velocidades del flujo y por ende la capacidad de erosión, y
- Reduce los costos de mantenimiento en el tiempo, debido a que se hacen menos frecuentes los acercamientos del flujo contra los taludes del dique.

Observación: Un dique mal ubicado, que durante un evento de creciente se rompe o colapsa en algún sitio ocasiona más afectación que un dique que es desbordado cuando los niveles presentados en el río superan lo previsto.



Fotografía 26

Crterios de localización de los diques

La bibliografía actual presenta nuevos enfoques que apuntan a considerar toda la cuenca como una unidad básica para la gestión del riesgo por inundaciones, apostándole a la recuperación de la capacidad de retención de agua en las partes alta y media de la cuencas (principal y tributarias), ubicando los diques para protección contra desbordamientos lo suficientemente distanciados del cauce principal para permitir la laminación de las crecientes en la planicie de inundación adyacente, con zonas de amortiguación y humedales conectados al río.

Al ubicarse los diques suficientemente distanciados del cauce principal se tienen múltiples beneficios para el cumplimiento de sus funciones naturales entre las que se cuentan principalmente la laminación de los caudales pico de las crecientes, el soporte básico de la flora y la fauna y la recarga de los acuíferos subterráneos. Por el contrario, los diques construidos muy cerca del cauce principal originan mayores niveles de agua, lo cual a su vez obliga a diseñar y construir diques cada vez más altos, aumentando la presión sobre ellos y, por ende, el riesgo de falla o rotura, sin incluir las afectaciones sobre los habitantes ubicados aguas abajo.

En principio, la distancia mínima es de 60 mts., según el Acuerdo CVC 052 de 2011, sin embargo y en función de los resultados obtenidos al ser consideradas las crecientes del río Cauca para diferentes períodos de retorno mediante la aplicación de modelaciones en el marco del presente Convenio, la distancia mínima a la cual deben ser localizados los diques para protección contra inundaciones del río Cauca y los niveles de corona, podrán depender del tramo o sector donde se vayan a construir los diques.

Nota importante: Esta información deberá ser consultada con la DTA - CVC (Cali) por parte del ingeniero de diseño que esté a cargo del proyecto de protección contra inundaciones.

2.5.2.4. Borde libre

En el pasado, el borde libre fue usado para cubrir las incertidumbres en cuanto a los aspectos hidráulicos, geotécnicos, de construcción, operación y mantenimiento.

El término y concepto de borde libre para absorber dichas incertidumbres ya no es usado en este sentido en los proyectos de diseño de diques.

El análisis basado en el riesgo es una buena forma de incluir estas incertidumbres y así establecer un adecuado valor para el borde libre. Un análisis determinístico usando las propiedades de la cimentación y del material del cuerpo del terraplén puede ser usado para obtener un borde libre que involucre posibles asentamientos, contracciones, agrietamientos, subsidencia y tolerancias por construcción.

El borde libre de diques sobre el río Cauca deberá tener en cuenta la presencia de curvas, la propia altura del dique, los asentamientos esperados a largo plazo, la exposición del dique a la orientación general del flujo en aguas altas y el comportamiento de las crecientes en aguas altas.

El borde libre de los diques en sectores donde no afecta el nivel máximo del río Cauca, pero se produce remanso durante la creciente de algún afluente, se deberán tener en cuenta los siguientes aspectos: (a) Las crecientes de afluentes son de corta duración y los niveles altos disminuyen rápidamente, (b) Exposición del dique, (c) Sobreelevación en curvas, (d) Riesgo por el eventual desborde, debido al volumen de agua (no por ruptura del dique).

El borde libre se calcula en función de la altura del dique, como variable más representativa de las condiciones indicadas. También y de manera aproximada se puede considerar la altura del borde libre, en promedio, igual al 60% de la raíz cuadrada de la altura del dique (m).

Las condiciones locales se deben tener en cuenta para ajustar este valor.

La Facultad de Ingeniería Civil – IMEFEN – CISMID de la Universidad Nacional de Ingeniería, en el curso titulado “Diseño de Defensas Ribereñas” presenta como propuesta para **definir el borde libre** a utilizar en el diseño de los terraplenes, hacerlo en función del caudal de la creciente de diseño con la cual se está dimensionando el tema hidráulico para localización de los diques o terraplenes.

A continuación se transcribe esta correlación de valores como información de referencia para la definición del valor a utilizar por concepto de **borde libre** en la etapa de diseño:

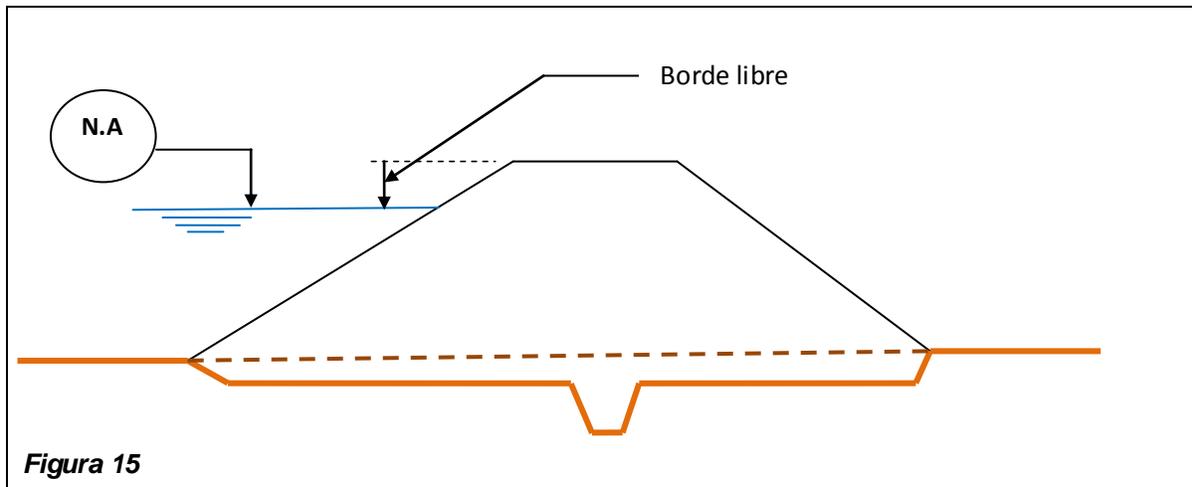


Figura 15

Caudal de diseño (m ³ /seg)	Borde libre (metros)
Menos de 200	0,60
200 a 500	0,80
500 a 2000	1,00

2.5.2.5. Radios de curvatura

El dique debe ser configurado para posibilitar el tránsito de los vehículos y/o equipos de mantenimiento. Por lo tanto, en la etapa de diseño se deben proveer curvas horizontales que faciliten la operación de los equipos sin arriesgar su estabilidad.

El radio de una curva no deberá ser inferior a 15 metros para facilitar el acceso y tránsito de los equipos pesados de mantenimiento. Así mismo, la velocidad de tránsito de dichos vehículos y en particular sobre las curvas no deberá ser superior a los 20 Km/hora, para evitar que la fuerza centrífuga amenace con poner en condición de inestabilidad el vehículo.

2.5.2.6. Materiales a utilizar para conformar el cuerpo del dique

Este es un aspecto determinante para la construcción de las obras. En primera instancia se considerarán alternativas de solución por medio de la conformación convencional de materiales de préstamo lateral. En segunda instancia se considerará la solución de conformar el cuerpo de la estructura empleando sistemas de geosintéticos, en los que a partir de un empleo reducido de materiales de préstamo, se genere una estructura estable e impermeable y que además sus costos sean razonables. La definición de la solución se determinará en términos de costos,

generación de mano de obra, estabilidad y seguridad de la obra, duración de construcción y disponibilidad de materiales.

Con relación a los materiales de construcción y bajo el concepto de obtenerlos de préstamo lateral, se realizará toma de muestras a las cuales se les realizarán ensayos de compactación para determinar y recomendar densidades de colocación y su respectivo contenido de humedad. Para estas condiciones de humedad, se prepararán muestras, a las que se les realizará ensayos de corte directo (para los respectivos análisis de estabilidad) así como prueba de dispersividad (tipo Pin Hole Test) con el objeto de determinar el potencial de tubificación o dispersividad de los materiales que conforman el cuerpo de la estructura en tierra.

A continuación se muestran los materiales más adecuados para la construcción de diques:

TIPO DE SUELO	SIMBOLO	PERMEABILIDAD (compactado y saturado)	RESISTENCIA AL CORTE (Compactado y saturado)	COMPRESIBILIDAD (Compactado y saturado)	SUSCEPTIBILIDAD A LA TUBIFICACION	SUSCEPTIBILIDAD AL AGRIETAMIENTO
Gravas arcillosas, mezclas mal gradadas de gravas, arenas y arcillas	GC	impermeable	Buena a regular	Muy buena	Muy baja	Baja
Gravas limosas mal gradadas, mezclas de arena, grava y limos	GM	semipermeable a impermeable	Buena	Despreciable	Alta	Nula
Arenas arcillosas, mezclas de arenas y arcillas mal gradadas	SC	impermeable	Buena a regular	Baja	Baja	Baja
Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal gradadas	SM	semipermeable a impermeable	Buena	Baja	Media	Baja
Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con gravas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras	CL	impermeable	Regular	Media	Alta	Alta a muy alta
Limos inorgánicos y arenas muy finas; arenas finas arcillosas o limosas con ligera plasticidad	ML	Semipermeable a impermeable	Regular	Media	Alta	Muy alta

Información tomada del "Manual de mantenimiento de diques y cauces" de la SAG.

Como elemento importante en la estabilidad del cuerpo de la estructura, está el de protección del cuerpo de la obra con vegetación tipo cespedones y/o vegetación arbustiva media. Para lo cual y con base en averiguaciones locales, el biólogo que apoya el proyecto recomendará las especies de mayor disponibilidad y uso en la respectiva zona de proyecto.

Características del relleno:

La conformación del dique debe hacerse en capas no mayores a 30 cm de espesor, hasta obtener una densidad mínima del 90% de su próctor modificado.

Todos los materiales que se vayan a utilizar para la conformación del cuerpo del dique deberán estar exentos de troncos, ramas, raíces y en general de toda materia orgánica o cualquier otro elemento extraño al material especificado. Al efecto, el INTERVENTOR deberá aceptar los bancos de préstamo y el material producto de estos, o el material producto de las excavaciones que sea utilizable y del material seleccionado, antes de ser colocado en el dique a conformar. Estos materiales deben tener las siguientes características: Índice de plasticidad entre el 6% y el 15%, contenido de arena entre el 12 % y el 35% en peso y un límite líquido menor del 50%.

En el material recomendado la fracción de grava debe ser mayor que la de arena para que el material sea de una mayor resistencia y menor compresibilidad. Este material clasifica en el sistema USCS como GC (grava arcillosa).

En el caso de que los materiales utilizables para el relleno presenten individualmente características diferentes, el contratista deberá mezclarlos en forma adecuada, hasta obtener una uniformidad aceptable a juicio del interventor.

No obstante las anteriores referencias en cuanto a parámetros de los materiales, el geotecnista a cargo del proyecto podrá presentar sus propias recomendaciones con base en su experiencia y tipos de materiales disponibles en el sitio de la obra.

2.5.2.7. Materiales y/o productos a incorporar al cuerpo del dique para mitigar la vulnerabilidad frente al ataque de la hormiga arriera

La presencia de la hormiga arriera dentro del cuerpo de los diques se constituye una grave amenaza frente al tema de la estabilidad estructural del cuerpo de un terraplén y normalmente es consecuencia de la existencia en su cercanía de especies vegetales que son apropiadas para que estas hormigas puedan disponer en sus nidos del follaje adecuado para su sustento y preservación.

Lo anterior significa que la no presencia de especies vegetales apropiadas en la cercanía a los cuerpos de los diques conllevaría a tener estas estructuras libres de la presencia de estas hormigas y sus efectos nocivos.

Otra opción, que sería resultado de un trabajo de investigación, es la incorporación al material que conforma el cuerpo del dique de sustancias para hacer que el trabajo mecánico de las hormigas perforando el terraplén se dificulte y finalmente terminen abandonando esta labor.

Sobre este tema, el diseñador del terraplén deberá contar con el apoyo técnico de un biólogo.

2.5.2.8. Análisis de estabilidad

Cimentación de la estructura en tierra

Por el tipo de estructura, en general se considera un nivel de fundación superficial sobre suelos finos correspondientes a depósitos recientes (cuaternario). Con base en la exploración del subsuelo, por medio de sondeos manuales, se determinan las características estratigráficas y geomecánicas del estrato portante, cuya capacidad admisible se cuantifica con base en valores de resistencia no drenada (obtenido de ensayos de resistencia), considerando un factor de seguridad entre 2 a 3. En función de la altura de la estructura se evalúa la estabilidad en relación con la presencia de asentamientos elásticos y los debidos al proceso de consolidación; en el primer caso, se determinan módulos de análisis con base en correlación con los resultados del ensayo de penetración estándar (N) y con los valores de resistencia a la compresión (q_u); para el segundo caso, asentamientos por consolidación, se realizan análisis con base en resultados de ensayos de consolidación unidimensional y correlación con resultados sobre clasificación del suelo (límites de atterberg, humedades). Se considerarán los aspectos de la permeabilidad del estrato portante en relación con posibles flujos sub-superficiales y la estabilidad del cuerpo de la obra en tierra.

Mediante el respectivo reconocimiento de campo, se definen condiciones especiales del nivel de apoyo, como puede ser la presencia de zonas bajas y pantanosas, tipos de vegetación predominantes, espesores de vegetación y capa orgánica, prácticas locales de construcción y la posible presencia de interferencias.

Estabilidad de taludes

En el diseño de los diques es de suma importancia los chequeos de estabilidad de los taludes bajo las diferentes condiciones de carga (peso propio, sobrecarga, drenado, sin drenar, sismo, etc.). Existen diferentes modelos de análisis de estabilidad de taludes, de los cuales se consigue suficiente información técnica en internet. El diseñador y/o geotecnista a cargo, decidirá con base en su experiencia cuál método considera apropiado para utilizar en el proyecto.

La determinación de las tensiones al interior de una masa de suelo se puede realizar por alguno de los siguientes métodos: Métodos de equilibrio límite y Métodos de cálculo de deformaciones (métodos numéricos).

Métodos de equilibrio límite

Se basan exclusivamente en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. No tienen en cuenta las deformaciones del terreno. Suponen que la resistencia al corte se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de corte. Se pueden clasificar a su vez en dos grupos:

- Métodos exactos (rotura planar, rotura por cuña) y
- Métodos no exactos.

Métodos exactos:

La aplicación de las leyes de la estática proporciona una solución exacta del problema con la única salvedad de las simplificaciones propias de todos los métodos de equilibrio límite (ausencia de deformaciones, factor de seguridad constante en toda la superficie de rotura, etc.). Esto sólo es posible en taludes de geometría sencilla, como por ejemplo la rotura planar y la rotura por cuñas.

Métodos no exactos:

En la mayor parte de los casos, la geometría de la superficie de rotura no permite obtener una solución exacta del problema mediante la única aplicación de las leyes de la estática. El problema es hiperestático y ha de hacerse alguna simplificación o hipótesis previa que permita su resolución. Se pueden considerar así los métodos que consideran el equilibrio global de la masa deslizante, hoy en desuso, y los métodos de las dovelas o rebanadas, que consideran a la masa deslizante dividida en una serie de fajas verticales.

Los métodos de las dovelas pueden clasificarse en dos grupos:

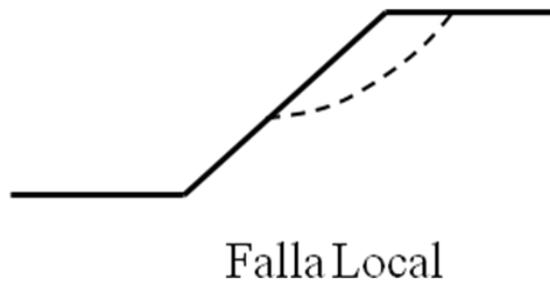
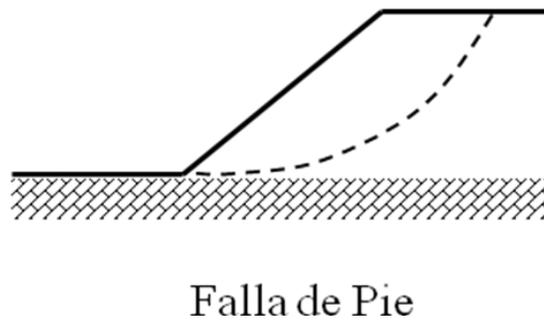
- Métodos aproximados: no cumplen todas las ecuaciones de la estática. Se pueden citar por ejemplo los métodos de Fellenius, Janbu y Bishop simplificado.
- Métodos precisos o completos: cumplen todas las ecuaciones de la estática. Los más conocidos son los de Morgenstern-Price, Spencer y Bishop riguroso.

Las fuerzas consideradas dependen del método de cálculo aplicado, en la siguiente tabla se presentan los principales métodos de análisis de estabilidad en sus respectivas características:

METODO	SUPERFICIE DE FALLA	EQUILIBRIO
Ordinario o de Fellenius	Circulares	De momentos
Bishop simplificado	Circulares	De momentos
Janbu simplificado	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas
Spencer	Cualquier forma de superficie de falla	Momentos y fuerzas
Morgensten - Price	Cualquier forma de superficie de falla	Momentos y fuerzas
Elementos finitos	Cualquier forma de superficie de falla	Analiza esfuerzos y deformaciones

Tipologías de fallas

A partir de observaciones, en general se toma superficie de falla circular:



Los métodos que satisfacen en forma más completa el equilibrio son más complejos y requieren de un mejor nivel de comprensión del sistema de análisis. En los métodos más complejos y precisos se presentan con frecuencia problemas numéricos que conducen a valores irrisorios del factor de seguridad. Por lo anterior, se prefieren métodos más sencillos y por lo tanto más fáciles de manejar como son los métodos simplificados de Bishop y Janbu.

La mayoría de los sistemas de análisis asumen un criterio de “equilibrio límite” donde el criterio de falla de Mohr-Coulomb se satisface a lo largo de una determinada superficie. Se estudia un cuerpo libre en equilibrio, partiendo de las fuerzas actuantes y de las fuerzas resistentes que se requieren para producir el equilibrio. Calculada esta fuerza resistente, se compara con la disponible de los suelos y se obtiene una indicación del factor de seguridad. El cociente entre fuerzas resistentes considera el criterio de Mohr-Coulomb, por medio de la resistencia por fricción y por cohesión de los materiales (de forma independiente).

Las fuerzas son pseudo-estáticas, es decir se considera el peso propio del material así como las sobrecargas que puedan existir, adicionando un efecto sísmico si es del caso, en la cual la fuerza sísmica es la resultante de multiplicar el peso de la dovela por el coeficiente de aceleración sísmica aplicable al sector donde estará emplazado el dique.

El método a utilizar, por el diseñador de un dique, será seleccionado por el mismo proyectista con base en su experticia y criterio, por lo tanto los métodos aquí mencionados son básicamente un referente y no una exigencia.

Factor de seguridad

El Factor de Seguridad es empleado por los Ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Fellenius (1927) presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla:

F.S. = Resistencia al corte / Esfuerzo al cortante

En superficies circulares donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes:

F.S. = Momento resistente / Momento actuante

Existen, además, otros sistemas de plantear el factor de seguridad, tales como la relación de altura crítica y altura real del talud y método probabilístico. Como se mencionó anteriormente, la mayoría de los sistemas de análisis asumen un criterio de “equilibrio límite” donde el criterio de falla de Coulomb es satisfecho a lo largo de una determinada superficie.

Otro criterio es el de dividir la masa a estudiar en una serie de tajadas, dovelas o bloques y considerar el equilibrio de cada tajada por separado. Una vez realizado el análisis de cada tajada se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos. (Jaime Suarez, 2002).

Para los taludes simples homogéneos, se han desarrollado tablas que permiten un cálculo rápido del factor de seguridad. Existe una gran cantidad de tablas desarrolladas por diferentes autores. La primera de éstas fue desarrollada por Taylor en 1966. Desde entonces, han sido presentadas varias tablas sucesivamente por Bishop y Morgenstern (1960), Hunter y Schuster (1968), Janbu (1968), Morgenstern (1963), Spencer (1967), Terzaghi y Peck (1967) y otros.

El uso de tablas no debe reemplazar los análisis rigurosos, sino que puede servir de base de comparación de los resultados, o para la evaluación rápida y general de las condiciones de estabilidad. Las tablas dan una “idea” general del nivel de estabilidad de un talud. Las tablas de mayor utilidad son las que se elaboran para áreas homogéneas, específicas, locales con base en los análisis completos de estabilidad y debidamente validadas en campo. (Jaime Suárez, 2002).

Veamos algunos aspectos asociados a los diferentes métodos para establecer los factores de seguridad:

Método Ordinario o de Fellenius

Conocido también como método Sueco, método de las Dovelas o método U.S.B.R. Este método asume superficies de falla circulares, divide el área de falla en tajadas verticales, obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la sumatoria de estas fuerzas obtiene el Factor de Seguridad. Las fuerzas que actúan sobre una dovela son:

- a. El peso o fuerza de gravedad, la cual se puede descomponer en una tangente y una normal a la superficie de falla.
- b. Las fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan en forma tangente a la superficie de falla.
- c. Las fuerzas de presión de tierras y cortante en las paredes entre dovelas, las cuales no son consideradas por Fellenius, pero sí son tenidas en cuenta en otros métodos de análisis más detallados.

Método de Bishop

Bishop (1955) presentó un método utilizando Dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las Dovelas.

La solución rigurosa de Bishop es muy compleja y por esta razón se utiliza una versión simplificada de su método.

El método simplificado de Bishop es uno de los métodos más utilizados actualmente para el cálculo de factores de seguridad de los taludes. Aunque el método sólo satisface el equilibrio de momentos, se considera que los resultados son muy precisos en comparación con el método ordinario.

Aunque existen métodos de mayor precisión que el método de Bishop, las diferencias de los factores de seguridad calculados, no son grandes. La principal restricción del método de Bishop simplificado, es que solamente considera las superficies circulares. (Jaime Suárez, 2002).

Método de Janbu

El método simplificado de Janbu se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son horizontales y no tienen en cuenta las fuerzas de cortante. Janbu considera que las superficies de falla no necesariamente son circulares y establece un factor de corrección f_o . El factor f_o depende de la curvatura de la superficie de falla. Estos factores de corrección son solamente aproximados y se basan en análisis de 30 a 40 casos.

Método de Spencer

El método de Spencer es un método que satisface totalmente el equilibrio tanto de momentos como de esfuerzos. El procedimiento de Spencer (1967) se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son paralelas las unas con las otras, o sea, que tienen el mismo ángulo de inclinación.

La inclinación específica de estas fuerzas entre partículas, es desconocida y se calcula como una de las incógnitas en la solución de las ecuaciones de equilibrio. Spencer inicialmente propuso su método para superficies circulares pero este procedimiento se puede extender fácilmente a superficies no circulares.

Spencer plantea dos ecuaciones una de equilibrio de fuerzas y otra de equilibrio de momentos, las cuales se resuelven para calcular los factores de seguridad F y los ángulos de inclinación de las fuerzas entre dovelas θ .

Método de Morgenstern - Price

El método de Morgenstern y Price (1965) asume que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales entre dovelas.

Esta función puede considerarse constante, como en el caso del método de Spencer, o puede considerarse otro tipo de función. La posibilidad de suponer una determinada función para determinar los valores de las fuerzas entre dovelas, lo hace un método más riguroso que el de Spencer.

Sin embargo, esta suposición de funciones diferentes tiene muy poco efecto sobre el cálculo de factor de seguridad cuando se satisface el equilibrio estático y hay muy poca diferencia entre los resultados del método de Spencer y el de Morgenstern y Price. El método de Morgenstern y Price, al igual que el de Spencer, es un método muy preciso, prácticamente aplicable a todas las geometrías y perfiles de suelo. (Jaime Suárez, 2002).

Comparación de los diversos métodos

La cantidad de métodos que se utilizan, dan resultados diferentes y en ocasiones, contradictorios los cuales son una muestra de la incertidumbre que caracteriza los análisis de estabilidad.

Los métodos más utilizados por los ingenieros geotécnicos de todo el mundo, son el simplificado de Bishop y los métodos precisos de Morgenstern - Price y Spencer. Cada método da valores diferentes en el factor de seguridad.

Aunque una comparación directa entre los diversos métodos no es siempre posible, los factores de seguridad determinados por el método de Bishop difieren aproximadamente un 5% con respecto a soluciones más precisas. Mientras el método simplificado de Janbu generalmente subestima el factor de seguridad hasta valores del 30 y en algunos casos los sobreestima hasta valores del 5%.

Esta aseveración fue documentada por Fredlund y Krahn (1977). Los métodos que satisfacen el equilibrio en forma más completa son más complejos y requieren de un mejor nivel de comprensión del sistema de análisis. En los métodos más complejos y precisos se presentan, con frecuencia, problemas numéricos que conducen a valores irreales de F.S, por exceso o defecto.

Por las razones anteriormente expuestas, se prefieren los métodos más sencillos y fáciles de manejar como es el método simplificado de Bishop.

Todos los métodos que satisfacen el equilibrio completo, dan valores similares del factor de seguridad. No existe un método de equilibrio completo que sea significativamente más preciso que otro. El método de Spencer es más simple que el de Morgenstern y Price o el de Chen y Morgenstern. Los métodos de Morgenstern son más flexibles para tener en cuenta diversas situaciones de fuerzas entre dovelas; no obstante, se debe tener en cuenta que la dirección de las fuerzas entre partículas en estos métodos, no afecta en forma importante el resultado del factor de seguridad. El método de Sarma, tiene ciertas ventajas en relación con los demás métodos, para el análisis sísmico.

Nota: La selección del factor de seguridad debe basarse en las recomendaciones del ingeniero geotecnista responsable del diseño y que, además, debe conocer perfectamente las condiciones del sitio, las cargas, los métodos constructivos y la función que desempeñará el terraplén.

Análisis por elementos finitos

El método esencialmente divide la masa de suelo en unidades discretas que se llaman elementos finitos. Estos elementos se interconectan en sus nodos y en bordes predefinidos. El método típicamente utilizado es el de la formulación de desplazamientos, el cual presenta los resultados en forma de esfuerzos y desplazamientos a los puntos nodales.

Un análisis por elementos finitos debe satisfacer las siguientes características:

1. Debe mantenerse el equilibrio de esfuerzos en cada punto, el cual es realizado empleando la teoría elástica para describir los esfuerzos y deformaciones. Para predecir el nivel de esfuerzos se requiere conocer la relación esfuerzo - deformación.

2. Las condiciones de esfuerzos de frontera deben satisfacerse. (Jaime Suarez, 2002).

Software disponible

El auge que ha tomado en los últimos años el uso del computador, ha obligado a su empleo para el análisis de estabilidad de taludes, en la mayoría de los casos. Este sistema ha permitido incorporar más información en los modelos de análisis y permite analizar situaciones que no eran posibles con los sistemas manuales. Actualmente se conocen programas comerciales de software para computador, tales como SLOPE/W, STABLE, D-GeoStability, SLIDE y TALREN entre otros, los cuales permiten de una forma rápida y sencilla obtener los factores de seguridad de taludes o laderas con cierto grado de complejidad y por cualquiera de los métodos de análisis. Algunos métodos emplean los elementos finitos, con muy poco éxito en la estabilidad de taludes específicos, y otros emplean análisis de equilibrio por interacción, siendo este último sistema muy empleado universalmente. (Jaime Suárez, 2002).

Principales características de los programas GEO5 - Conjunto integrado de programas

GEO5 es un conjunto de programas para el análisis geotécnico. El paquete de software incluye programas individuales, cada uno de ellos diseñado para resolver un problema geotécnico específico. Todos los programas están estrechamente vinculados entre sí y se ejecutan en el mismo entorno. GEO5 puede resolver la mayoría de las tareas geotécnicas comunes, así como aplicaciones altamente sofisticadas para el análisis de los túneles, análisis de daños debidos a la construcción de túneles, la estabilidad de la roca etc.

Estabilidad de taludes – Análisis de estabilidad del suelo

GEO5 ofrece diferentes programas para realizar análisis de estabilidad.

Estabilidad de taludes: es el programa básico de modelado de taludes en capas, terraplenes o cortes de tierra. El programa soluciona problemas de estabilidad de taludes asumiendo deslizamiento circular o poligonal incluyendo una búsqueda automática de la superficie más crítica. Existen diferente enfoques desde métodos simples (Fellenius, Bishop) hasta métodos más rigurosos (Spencer, Morgenstein, Janbu, Sarma) que contemplan todas las condiciones límites. El programa se comunica con todos los programas utilizados para análisis de estructuras y muros de contención.

El programa analiza la estabilidad de taludes de suelo con estratificación generalizada.

Se utiliza principalmente para la comprobación de la estabilidad de diques, desmontes y de estructuras de refuerzo ancladas. La superficie de deslizamiento se considera circular (métodos: Bishop, Fellenius/Petterson, Janbu, Morgenstern-Price, Spencer) o poligonal (métodos: Sarma, Janbu, Morgenstern-Price, Spencer).

Características principales

- El análisis de verificación puede ser llevado a cabo utilizando el método clásico (estados límites, factor de seguridad)
- Entrada simple del terreno y de la geometría de las capas
- Incluye una base de datos incorporada con suelos y rocas
- Optimización rápida y fiable de superficies de deslizamiento circulares y poligonales
- Presencia de agua modelada por el nivel freático o empleando isolíneas de presión de poros
- Manejo sucesivo de taludes dentro de una fase de análisis
- Modelado simple de cuerpos rígidos
- Análisis de efectos sísmicos
- Métodos de análisis: Bishop, Fellenius/Petterson, Spencer, Morgenstern-Price, Sarma, Janbu, Shahunyan.
- Manejo de estratificación de terrenos
- Se admite cualquier cantidad de anclajes, geo-refuerzos
- Análisis en parámetros efectivos y totales de suelos
- Permite cualquier cantidad de análisis dentro de una etapa de construcción
- Permite definir las restricciones en la optimización de la superficie de deslizamiento
- Se admite cualquier cantidad de sobrecargas (franja, trapezoidal, concentrada)
- Rápido análisis de reducción
- Análisis según la teoría de Estados Límite y Factor de Seguridad
- DXF importación y exportación

Principales ventajas del Reporte Personalizado de GEO5

- Estructura de informe personalizada mediante un menú de árbol
- Perfil de la empresa con el logo en la cabecera del reporte
- Variedad de imágenes muy fáciles de agregar
- Las imágenes puede ser editadas por el usuario
- Regeneración de imágenes cuando se cambian los datos de entrada

Condiciones de carga

De acuerdo con el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, las diversas condiciones de carga a las cuales un dique y su cimentación pueden estar expuestos y que por tanto deben ser consideradas en los análisis para diseño son las siguientes:

Caso I, fin de la construcción o corto plazo;

Caso II, descenso rápido del nivel de la creciente;

Caso III, condición de infiltración para el nivel máximo de la creciente, y perfil máximo de la línea de saturación;

Caso IV, sismo.

Cada caso se traduce y describe brevemente en los siguientes párrafos. Para más información de detalle se puede consultar el documento EM 1110-2-1902 del DEPARTMENT OF THE ARMY U.S. Army Corps of Engineers.

- a. **Caso I – Al final de la construcción.** Este caso representa la condición no drenada tanto para el material que conforma el cuerpo del dique como para los suelos de cimentación. En otras palabras, los excesos en la presión de poros están presentes porque el suelo no ha tenido tiempo de drenar hasta el momento en que es sometido a cargas. Resultados de pruebas de laboratorio Q (no consolidado – no drenado) son aplicables a suelos de grano fino cargados bajo esta condición mientras que resultados de pruebas S (consolidado – drenado) pueden ser usadas para suelos permeables que han drenado lo suficientemente rápido durante el proceso de carga de tal manera que no está presente el exceso de presión de poros al final de la construcción. La condición “al final de la construcción” es aplicable tanto para la cara del lado del río como para la cara seca del terraplén.
- b. **Caso II – Descenso rápido del nivel del agua.** Este caso representa la condición por la cual una permanencia prolongada del nivel de la creciente satura al menos la mayor parte del cuerpo del terraplén en contacto con el agua y luego ocurre un descenso del nivel de la creciente con mayor velocidad que la del propio drenaje del cuerpo del terraplén. Esto ocasiona el desarrollo de excesos de presión de poros lo cual puede hacer que la cara mojada se vuelva inestable.
- c. **Caso III – Establecimiento de infiltraciones para nivel de máxima creciente en el río (establecimiento de la línea de saturación).** Esta condición ocurre cuando el nivel del agua en el río se mantiene por un tiempo prolongado en su máxima cota con lo cual el terraplén se satura completamente y se presenta el establecimiento de la línea máxima de saturación. Esta condición puede ser crítica para la estabilidad del talud de la cara seca del terraplén.
- d. **Caso IV – Sismo.** La carga sísmica normalmente no es considerada en el análisis de la estabilidad de los terraplenes debido a la baja probabilidad de coincidencia del sismo con los períodos de niveles altos del agua en el río. Los terraplenes construidos con materiales poco cohesivos o cimentados sobre materiales poco cohesivos son particularmente susceptibles a fallar debido a la licuefacción durante el sismo. Dependiendo de la severidad del sismo esperado y de la importancia del terraplén o dique, un análisis sísmico puede ser requerido para determinar la susceptibilidad a la licuefacción.

En general se presentan las siguientes condiciones para ser tenidas en cuenta:

- **TERRAPLENES GRANULARES CONSTRUIDOS EN SUELO FIRME**

La estabilidad de los terraplenes de relleno constituidos por gravas, arenas y limos depende de:

- a) Angulo de fricción interna del material (ϕ), b) La pendiente del terraplén, c) El peso unitario del terraplén y d) Las presiones de poro.

El mecanismo de falla crítico es usualmente un deslizamiento superficial que puede ser analizado utilizando métodos simples de análisis de pendiente infinita.

Los valores de ϕ para el análisis se obtienen de ensayos triaxiales drenados o ensayos de corte directo, o por correlaciones de granulometría, densidad relativa y forma de partículas. La presión de poros debido a infiltraciones de agua reduce la estabilidad del terraplén.

Los taludes en arenas finas, arenas limosas y limos son susceptibles a la erosión de las aguas superficiales; se deben instalar cunetas de drenaje, banquetas y plantar vegetación en dichos taludes para reducir la velocidad del agua de escorrentía y retardar la erosión. Los taludes saturados en materiales granulares están sujetos a licuación y flujo de tierra; los taludes secos a asentamientos y derrumbes. Se necesitan densidades relativas mayores del 50% para asegurar la estabilidad sísmica.

- **TERRAPLENES COHESIVOS CONSTRUIDOS EN SUELO FIRME**

La estabilidad de terraplenes de suelos cohesivos, tales como arcillas, arenas arcillosas y gravas arcillosas, depende de:

- a) La resistencia al cortante (c , ϕ);
- b) El peso unitario del material;
- c) La altura del terraplén;
- d) La pendiente del mismo y;
- e) Las presiones de poro.

El mecanismo de falla crítico es usualmente un deslizamiento profundo tangente a la superficie del terreno firme.

Con respecto a los terraplenes construidos con suelos cohesivos que drenan muy lentamente, puede ser necesario analizar la estabilidad para varias condiciones de presión de poros.

1) Condición Al Final de la Construcción o Corto Plazo ($\phi = 0$). Esta condición puede ser analizada utilizando métodos de esfuerzos totales, con resistencias al corte determinadas de ensayos triaxiales no consolidados-no drenados (UU ó Q) en especímenes compactados a la misma densidad y contenido de humedad que en el campo.

Las presiones de poro internas no se consideran explícitamente en el análisis; los efectos de las presiones de poro en los ensayos no drenados se reflejan en los valores de resistencia c y ϕ . Las presiones de poros en suelos cohesivos compactos bajo condiciones no drenadas dependen principalmente de la densidad, contenido de humedad y esfuerzos totales aplicados. Si los especímenes de laboratorio son compactados a las condiciones de campo de densidad y contenido de humedad y son cargados bajo condiciones no drenadas, las presiones de poro inducidas en el espécimen serán las mismas que las presiones de poro a corto plazo en el campo, donde las presiones totales son las mismas.

Las presiones de agua externa tienen un efecto estabilizador en los taludes; deben ser tomadas en cuenta tanto en el análisis con esfuerzos totales como esfuerzos efectivos.

2) Condición a Largo Plazo. Esta condición puede analizarse utilizando métodos de esfuerzos efectivos con parámetros de resistencia determinados en ensayos triaxiales drenados (CD ó S), o ensayos de corte directo, o ensayos triaxiales consolidados – no drenados con medición de la presión de poros (CU ó R) en especímenes compactados a la densidad y contenido de humedad de campo. Las resistencias al cortante se relacionan a los esfuerzos efectivos por medio de los parámetros c y ϕ .

Las presiones de poro están gobernadas por condiciones de infiltración constante, pudiendo ser determinadas por redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración. Las presiones de poro internas y externas deben incluirse en el análisis.

3) Condición de Desembalse Rápido o Similar. Esta condición puede analizarse utilizando métodos de esfuerzos totales con parámetros de resistencia medidos en ensayos triaxiales

consolidados – no drenados (CU ó R) en especímenes compactados a la densidad y contenido de humedad de campo. La resistencia no drenada se relaciona a la presión de consolidación, sin usar los valores de c y ϕ .

El análisis de estabilidad se ejecuta con la determinación para cada punto a través del cual pasa la superficie de falla, del esfuerzo efectivo antes del desembalse o cambio de carga. El esfuerzo efectivo determinado es la presión de consolidación, que determina la resistencia no drenada en dicho punto. Con las resistencias determinadas en los puntos a lo largo de la superficie de falla, se analiza la estabilidad con el método de esfuerzos totales.

Las presiones de poro no se consideran explícitamente en el análisis. Dichos efectos están considerados en la relación entre la resistencia no drenada y la presión de consolidación.

- **TERRAPLENES EN TERRENO BLANDO**

La estabilidad de terraplenes construidos en terreno blando depende de:

- a) La resistencia al corte del terraplén, caracterizada por los parámetros c , ϕ ;
- b) El peso unitario del terraplén;
- c) La altura del terraplén;
- d) El ángulo del talud;
- e) La resistencia al corte de la cimentación, caracterizada por los parámetros c y ϕ
- f) Las presiones de poro

El mecanismo de falla crítica es usualmente un deslizamiento profundo tangente a la parte superior de un estrato resistente en la cimentación. Una gran parte de la superficie de falla se localiza dentro de la cimentación, especialmente cuando el terreno blando es profundo, y por lo tanto la estabilidad del terraplén depende de la resistencia al cortante de la cimentación.

Usualmente la condición a corto plazo en terraplenes en terreno blando es la más crítica, ya que la cimentación se consolida con el peso del terraplén, ganando resistencia con el tiempo. Sin embargo, puede ser necesario analizar también la estabilidad para otras condiciones de presión de poros.

1) Condición al Final de la Construcción o Corto Plazo.- Si el terraplén es granular, su resistencia debe ser tratada en términos de esfuerzos efectivos. Los valores de fricción a ser usados en el análisis deben determinarse de ensayos triaxiales drenados o corte directo, o por correlaciones con densidad relativa, granulometría y forma de partículas. Las presiones de poro en material granular se pueden determinar por medio de redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración.

Si el terraplén está constituido por suelo cohesivo de baja permeabilidad, su resistencia a corto plazo deberá tratarse en términos de esfuerzos totales. Su resistencia puede determinarse por ensayos triaxiales no consolidados – no drenados (UU ó Q) en especímenes compactados a la misma densidad y contenido de humedad que en el campo.

La cimentación en arcilla blanda tiene baja permeabilidad, por lo que durante la construcción no hay disipación de presión de poros. En estas condiciones la resistencia al corte de la arcilla deberá ser tratada en términos de esfuerzos totales y su valor determinado de ensayos triaxiales no consolidados – no drenados (UU ó Q) en especímenes inalterados.

En arcillas saturadas el valor de la fricción es cero para ensayos no consolidados – no drenados, por lo que su resistencia no drenada es igual a la cohesión. Dicho parámetro también puede ser determinado de ensayos de compresión no confinada o veleta, con las correcciones respectivas.

Las presiones de poro internas no se consideran explícitamente en el análisis de esfuerzos totales, pero sus efectos en los ensayos no drenados se reflejan en los valores de c y ϕ . Si los especímenes de laboratorio son representativos de los suelos en el campo, las presiones de poro en los especímenes de laboratorio serán las mismas que en el campo, donde los esfuerzos totales son iguales; el uso de parámetros de resistencia en esfuerzos totales de ensayos no drenados toma en cuenta apropiadamente los efectos de la presión de poros en condiciones no drenadas a corto plazo.

Las presiones de agua externas deberán ser tomadas en cuenta en el análisis de estabilidad, ya sea en esfuerzos totales o en esfuerzos efectivos.

2) Condición a Largo Plazo.- Esta condición puede analizarse utilizando métodos de esfuerzos efectivos, con parámetros de resistencia del terraplén y la cimentación obtenidos de ensayos triaxiales drenados (CD ó S) o consolidados –no drenados con medición de presión de poros (CU ó R), o ensayos de corte directo. Los especímenes de la cimentación deberán ser inalterados y los del terraplén deberán ser compactados a las condiciones de campo.

Las presiones de poro son gobernadas por condiciones de infiltración constante y se determinan por redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración. Las presiones de poro internas y externas deberán ser incluidas en el análisis.

3) Condición de Desembalse Rápido o Similar.- Esta condición se analiza con métodos de esfuerzos totales, con resistencias al corte de terraplén y cimentación obtenidas de ensayos consolidados – no drenados (CU ó R). La interpretación y procedimiento de análisis es similar al presentado para terraplenes en suelo firme.

Como referencia, el contrato de consultoría N° 101 de 2012 celebrado entre el Fondo Adaptación y Corporación Observatorio Sismológico del Sur Occidente (OSSO) realizó el análisis de estabilidad de los diques del río Cauca frente al sector de Aguablanca utilizando el programa computacional PLAXIS 2D (Brinkgreve, 2009) que implementa el método de elementos finitos utilizando modelos constitutivos especialmente diseñados para suelos. Para el análisis de estabilidad de los diques estudiados se tuvieron en cuenta geometrías simplificadas para diferentes secciones. Parámetros geométricos como la separación del dique del cuerpo de agua y el espesor de estratos superficiales no permeables fueron asumidos de manera conservativa con el objetivo de simplificar los análisis presentados en el informe, los cuales dan una idea clara del nivel de seguridad (o riesgo) que se puede esperar en las estructuras.

En este contrato de consultoría, los diferentes modos de falla analizados fueron los siguientes:

· Estabilidad estática

Se evaluó la estabilidad del sistema geotécnico bajo condiciones de carga estática y condiciones normales de nivel de agua retenida.

· Condición de flujo permanente (steady-state seepage)

Se analizaron dos condiciones para cada uno de los diques; una condición de flujo permanente crítico tomando un nivel hidráulico del caudal retenido igual a la altura de la corona de la estructura. La segunda condición asume que los diques trabajarán utilizando un borde libre de 1 metro, por lo tanto el nivel del agua retenida se modeló a un metro por debajo del nivel de corona.

Para los casos de flujo permanente se tuvieron en cuenta dos parámetros en la evaluación de estabilidad, el primero es la evaluación del comportamiento de los gradientes hidráulicos generados por el flujo, directamente asociados según teoría de Terzaghi y Casagrande desarrollada en los años 30's, a problemas de tubificación. El segundo parámetro es la condición de estabilidad de los taludes del dique bajo condiciones saturadas.

· Estabilidad pseudo-estática

El modo de falla analizado a través de esta evaluación es la estabilidad de los taludes y el sistema adjunto a los diques bajo condiciones de aceleración horizontal extrema. En este método se incluyen fuerzas horizontales asociadas a la masa acelerada por un sismo de diseño. La aceleración utilizada fue de 0.25g, de acuerdo con la norma NSR10. Este modo de falla, aunque considera las fuerzas sísmicas que afectan los diques, no considera la potencial pérdida de resistencia de los materiales de la cimentación, tema discutido a fondo en el informe preparado para el convenio DAGMA-CVC. La aceleración en este caso es impuesta en el modelo en ambas direcciones; hacia la cara seca del dique y hacia el cauce de agua. Dada la velocidad de aplicación de la carga horizontal se considera en este caso que los materiales arcillosos superficiales se comportan de manera no drenada.

Nota: Aunque es poco probable que coincidan un terremoto y una inundación, debería tenerse en cuenta que una inundación ocurrirá en el término de un año después de un sismo mayor. Considerando que un terremoto puede inducir licuefacción, la cual puede causar severas deformaciones en el dique, y la reparación del dique podría ser solo segunda prioridad después de otros daños, en ese momento.

· Estabilidad durante abatimiento repentino del nivel de agua (rapid drawdown)

El modo de falla considerado en este caso tuvo en cuenta las presiones de poros atrapadas en la masa de suelo, especialmente en el talud húmedo del dique, una vez haya una retracción repentina del nivel de agua retenido por la estructura. La modelación consideró una reducción limitada de las presiones de poros generadas por una condición de flujo permanente.

· Estabilidad de la cimentación bajo eventos sísmicos

Consideró la condición del potencial de corrimiento lateral generado por eventos sísmicos y su influencia en la pérdida, total o parcial, de resistencia al corte de los materiales que componen la cimentación de los diques.

2.5.2.9. Chequeo de infiltraciones

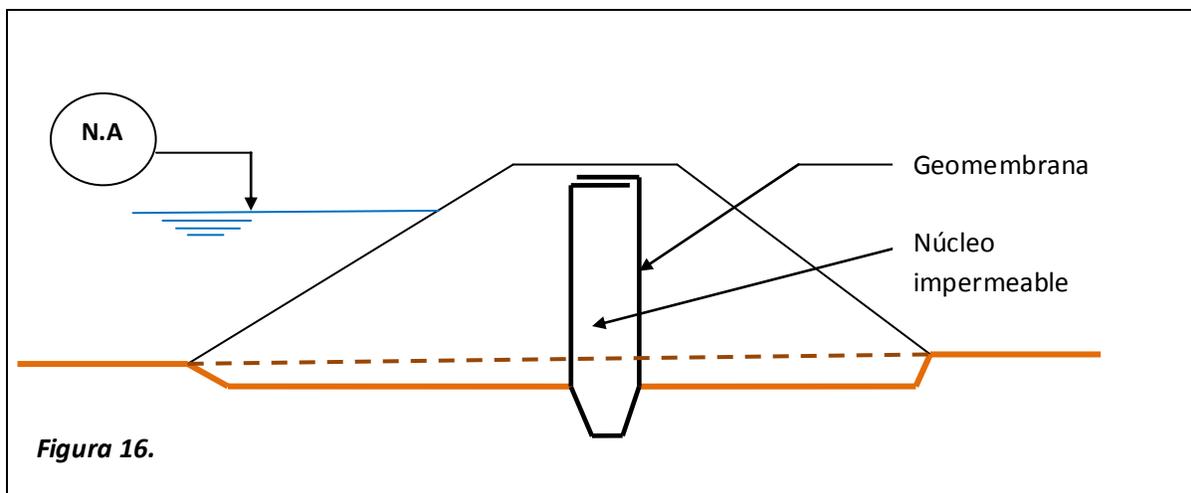
Como principio general, el cuerpo de un terraplén se dimensiona con el criterio de que el tiempo que demora el agua en recorrerlo, sea mayor que la duración o permanencia de la creciente en contacto con el cuerpo del dique. Por lo tanto, el factor de seguridad frente al tema de las infiltraciones es el cociente entre el tiempo de recorrido del agua a través del dique y el tiempo que dura el agua en contacto con la cara mojada, este último se mide como el tiempo en que la creciente permanece por encima del cauce a banca llena. De esta forma se asegura que el agua no aparecerá en el pie seco del dique evitando que se inicie un proceso de erosión interna llamada tubificación.

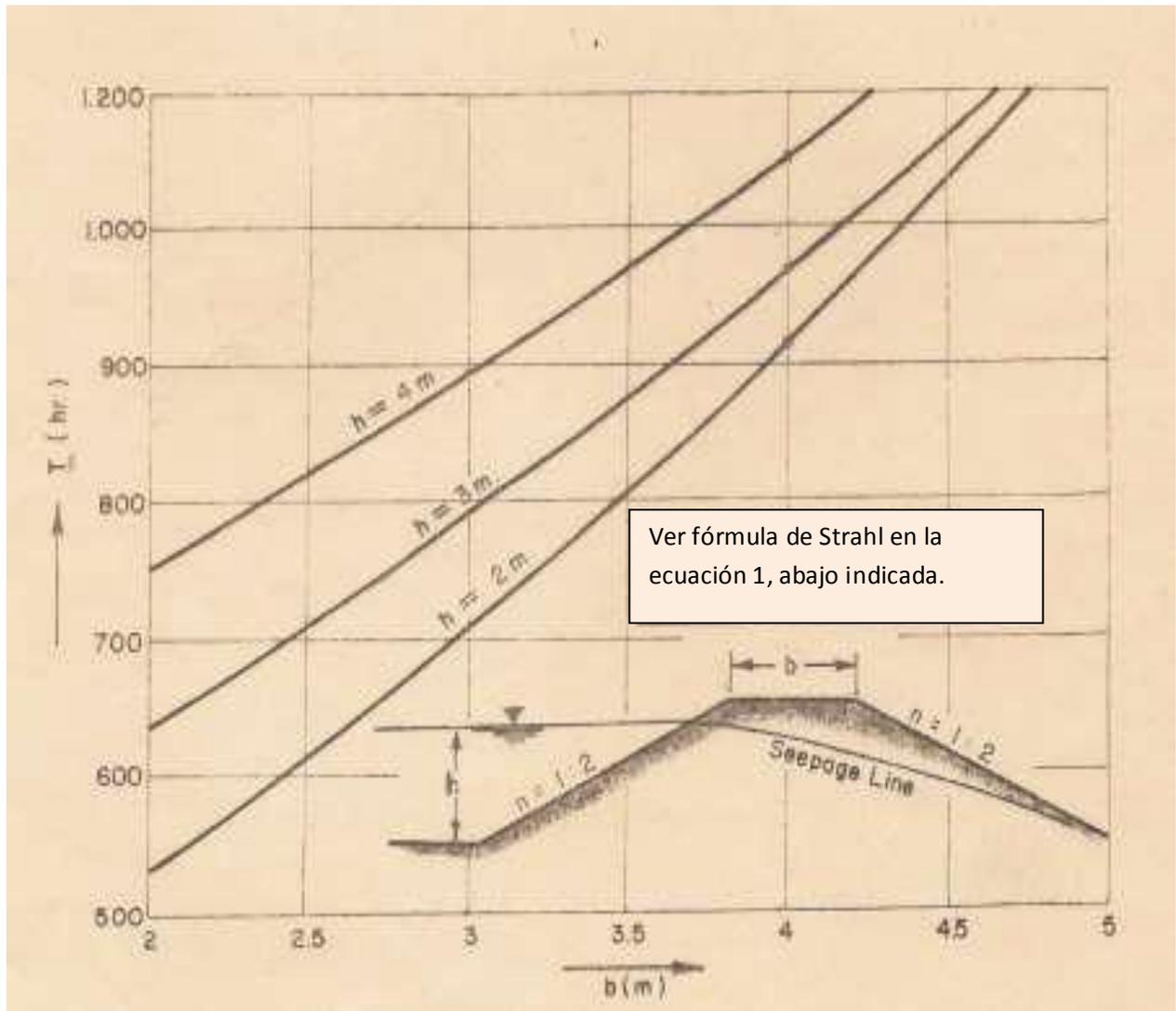
Para determinar el tiempo que demora el agua en recorrer el dique se utiliza la fórmula de Strahl, que mide el tiempo que tarda el agua en recorrer la superficie superior de saturación de un dique, que representa la menor distancia de recorrido y por lo tanto el menor tiempo de recorrido.

Para el caso de los diques que protegen centros poblados, se recomienda construir el cuerpo del dique con la incorporación de núcleos impermeables, sean arcillosos o mediante el uso de geosintéticos y no depender de ejercicios académicos para el cálculo de tiempos de viaje del agua a través del cuerpo de terraplén, que finalmente involucran incertidumbres no deseadas.

Otras medidas de protección incluyen el concreto lanzado, los bloques de mampostería pegados con mortero, la protección con piedras y geomembrana sobre la cara del talud mojado entre otros.

En la figura 16 se ilustra a manera de esquema un terraplén con un núcleo impermeable conformado con el uso de geomembrana:





Fórmula de Strahl tomada del informe EEPDC de 1970 ($K=0.036 \text{ cm/s}$) - Tomado del "Manual de mantenimiento de diques y cauces" de la SAG.

La fórmula o ecuación de Strahl es de la siguiente forma:

Ecuación 1:

$$T = \frac{(B + nh) * (h^2 + (B+nh)^2)^{1/2}}{K h}$$

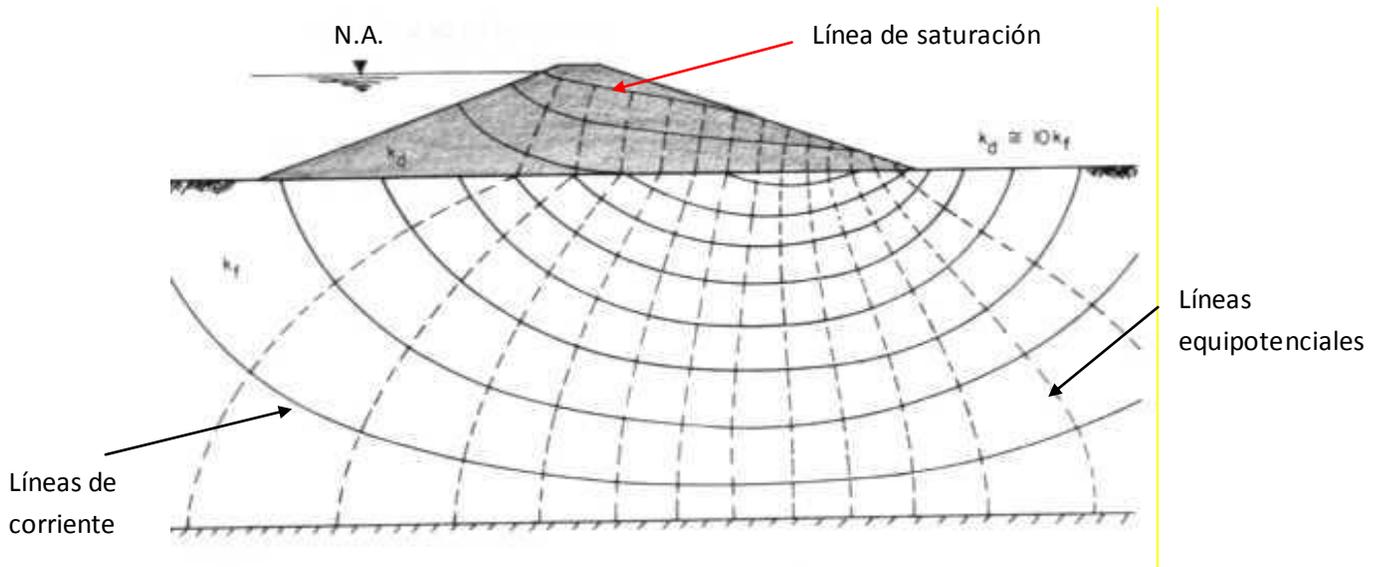
donde: $B = b + S(m+n)$
 $S =$ borde libre
 $m = 2$ para talud 1:2 en la cara mojada
 $n = 2$ para talud 1:2 en la cara seca

En esta fórmula de Strahl intervienen todas las características de la sección transversal de un dique (m) y la permeabilidad k (m/hora) del material con el que está conformado, que depende también del grado de compactación.

Los coeficientes típicos de permeabilidad de los diferentes materiales compactados utilizados para la construcción de diques se presentan a continuación, los cuales pueden ser utilizados para diseños preliminares.

	100	10	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
Drenaje	Bueno						Pobre			Prácticamente impermeable		
Tipo de suelo	Grava limpia	Arenas limpias y mezclas limpias de arena y grava			Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena, limo y arcilla, morenas glaciares, depósitos de arcilla estratificada				Suelos "impermeables", es decir, arcillas homogéneas situadas por debajo de la zona de descomposición			
					Suelos "impermeables", modificados por la vegetación o la descomposición. ^a							
Determinación directa de k	Ensayo directo del suelo "in situ" por ensayos de bombeo. Se requiere mucha experiencia, pero bien realizados son bastante exactos.											
	Permeámetro de carga hidráulica constante. No se requiere mayor experiencia.											
Determinación indirecta de k		Permeámetro de carga hidráulica decreciente. No se requiere mayor experiencia y se obtienen buenos resultados			Permeámetro de carga hidráulica decreciente. Resultados dudosos. Se requiere mucha experiencia.			Permeámetro de carga hidráulica decreciente. Resultados de regular a bueno. Se requiere mucha experiencia.				
	Por cálculo, partiendo de la curva granulométrica. Sólo aplicable en el caso de arenas y gravas limpias sin cohesión.									Cálculos basados en los ensayos de consolidación. Resultados buenos. Se necesita mucha experiencia		

Coeficientes de permeabilidad en cm/seg. - Tomado del "Manual de mantenimiento de diques y cauces" de la SAG.



Tubificación

Cuando es contenida el agua de una creciente por un terraplén, una parte de ella comienza a filtrarse a través del cuerpo y/o de su cimentación permitiendo la formación de ductos cuya trayectoria se inicia en el lado seco y terminan en la cara mojada del dique o sobre la berma.

Este proceso de erosión remontante puede producirse rápidamente llegando a provocar la rotura de un tramo del cuerpo del dique debido al arrastre de las partículas finas que conforman la estructura.

La tubificación del terreno natural que sirve de cimentación al terraplén, resulta aún más frecuente pues los suelos naturales son por lo general de estratificación más errática y pueden contener con mayor probabilidad estratos permeables.

Por lo anterior, el ingeniero diseñador deberá recurrir a la mecánica de suelos donde encontrará suficientes herramientas para lograr su cometido.

De orden práctico y en vista de que el mercado actual ofrece materiales tales como geomembranas que permiten conformar barreras para cortar las líneas de corriente, la cuestión se traduce en costos y su relación con los beneficios y la mitigación de la vulnerabilidad de un terraplén.

Como mecanismos para mitigar los problemas de la infiltración de aguas en el cuerpo del terraplén, también se puede acudir a lo siguiente:

Recubrimiento en suelo cemento

El recubrimiento en suelo cemento puede mejorar las condiciones de permeabilidad de un talud haciéndolo relativamente impermeable y, en esta forma disminuyendo la infiltración.

En Hong Kong y en los países del Sureste Asiático, se utiliza con mucha frecuencia un recubrimiento llamado “Chunam Plaster”, el cual consiste en una mezcla de cemento, cal y suelo, generalmente, en las siguientes proporciones: una parte de cemento Portland, tres partes de cal hidratada y veinte partes de suelo residual de granitos o suelos volcánicos (Geotechnical Control Office, 1984).

El suelo debe estar libre de materia orgánica y raíces. El cemento y la cal deben mezclarse secas antes de agregarlas al suelo. Se agrega la mínima cantidad de agua consistente con la trabajabilidad de la mezcla. Si la relación agua-cemento es muy alta se produce agrietamiento severo del recubrimiento. Generalmente, el Chunam se aplica en dos capas cada uno de aproximadamente 3 cm. La primera capa es escarificada antes de colocar la segunda, dejando un tiempo de aproximadamente de 24 horas entre las dos capas. Con frecuencia, se utiliza un sistema de anclajes o dovelas de 30 cm. de longitud clavadas a distancias de 1.5 metros.

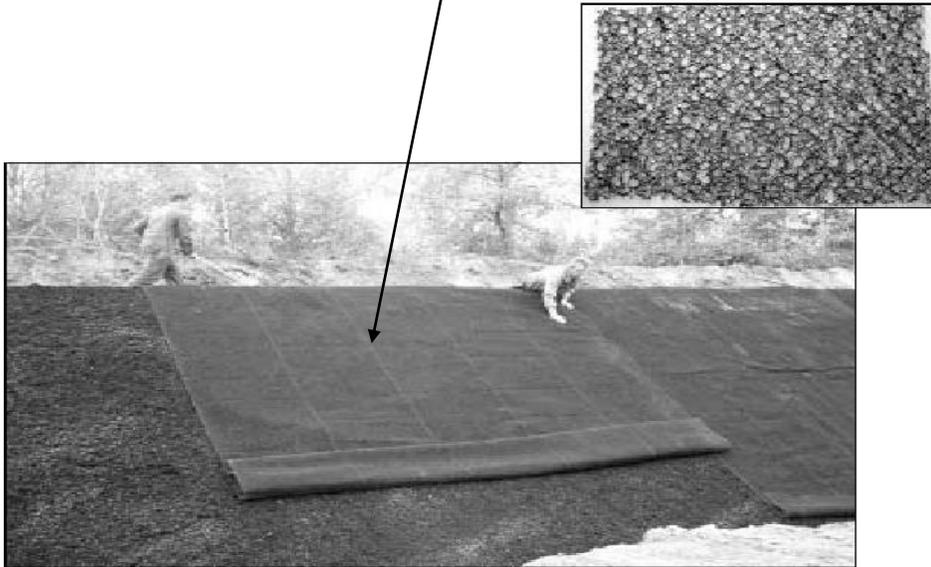
Mampostería

La mampostería puede consistir en bloques de concreto o en piedra pegada con concreto o mortero. Las juntas entre bloques adyacentes generalmente, se rellenan con un mortero 3 a 1 o se utiliza vegetación. En el caso de recubrimiento utilizando concreto o mortero se deben dejar lloraderos para evitar la acumulación de aguas subterráneas.

Rip-Rap

La solución consiste en colocar sobre la superficie del talud piedra suelta acumulada la una sobre la otra con el objeto específico de proteger contra la erosión. Usualmente por debajo del Rip-Rap se coloca un geotextil no tejido como elemento de protección adicional. El Rip-Rap puede colocarse a mano o al volteo. Generalmente, al colocarse al volteo el espesor de la capa es menor pero en cualquier caso no debe ser inferior a 12 pulgadas. El tamaño de las piedras depende de la pendiente del talud, pudiéndose colocar piedras de mayor tamaño en pendientes menores.

Revestimiento del talud con geomembrana y finalmente va pisada con la capa de enrocado o riprap



Fotografía 27

A continuación se presenta la información técnica específica contenida en el “Manual de mantenimiento de diques y cauces” elaborado por la SAG, sobre la permeabilidad y la susceptibilidad de algunos suelos a la tubificación:

TIPO DE SUELO	SIMBOLO	PERMEABILIDAD (compactado y saturado)	SUSCEPTIBILIDAD A LA TUBIFICACION	SUSCEPTIBILIDAD AL AGRIETAMIENTO
Gravas arcillosas, mezclas mal gradadas de gravas, arenas y arcillas	GC	Impermeable	Muy baja	Baja
Gravas limosas mal gradadas, mezclas de arena, grava y limos	GM	semipermeable a impermeable	Alta	Nula
Arenas arcillosas, mezclas de arenas y arcillas mal gradadas	SC	Impermeable	Baja	Baja
Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal gradadas	SM	semipermeable a impermeable	Media	Baja
Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con gravas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras	CL	impermeable	Alta	Alta a muy alta
Limos inorgánicos y arenas muy finas; arenas finas arcillosas o limosas con ligera plasticidad	ML	Semipermeable a impermeable	Alta	Muy alta

Información tomada del "Manual de mantenimiento de diques y cauces" de la S.A.G.

Adicionalmente, la Corporación Autónoma Regional del Cauca en el Informe CVC 81-5 de mayo de 1981 presenta la Tabla No.1 con información de referencia respecto a la resistencia de los suelos a la tubificación en función del tipo de suelo y el índice de plasticidad.

RESISTENCIA DE LOS SUELOS A LA TUBIFICACION

Resistencia a la tubificación	Tipo de suelo	Indice de plasticidad
Gran resistencia a la tubificación	- Arcillas muy plásticas bien compactadas	$I_p > 15$
	- Arcillas muy plásticas con compactación diferente	$I_p > 15$
Resistencia media a la tubificación	- Arenas bien gradadas o mezclas de arena y grava, con contenido de arcilla de plasticidad media bien compactada.	$I_p > 6$
	- Arenas bien gradadas o mezclas de arena y grava, con contenido de arcillas de plasticidad media, deficientemente compactadas.	$I_p > 6$
	- Mezclas no plásticas bien gradadas o deficientemente compactadas, de grava, arena y limo.	$I_p < 6$
Baja resistencia a la tubificación	- Mezclas no plásticas bien gradadas y deficientemente compactadas de grava, arena y limo	$I_p < 6$
	- Arenas, limpias, finas y uniformes deficientemente compactadas	$I_p < 6$
	- Arenas, limpias, finas y uniformes bien compactadas	$I_p < 6$

Tabla No.1 tomada del Informe CVC 81-5 de mayo de 1981.

2.5.2.10. Chequeo de asentamientos

Los asentamientos en el cuerpo de un terraplén pueden ocurrir por compresión, consolidación o por la presencia de un suelo de cimentación con potencial de licuación.

Las presiones de contacto inducidas por el peso propio del cuerpo del dique sobre la superficie de contacto a nivel de la cimentación pueden llegar a producir asentamientos a corto, mediano o largo plazo. Dichos asentamientos terminarán manifestándose en forma de grietas en el cuerpo de la estructura a través de las cuales se facilitará el paso del agua.

Asentamiento por vibraciones

(Tomado del libro de Dujisín y Rutllant, *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Vial*, 1974)

Es sabido que determinados suelos que son sometidos a sollicitaciones dinámicas, tales como vibraciones, impactos, sismos, etc., tienden a densificarse disminuyendo de volumen. Si estos suelos tienen baja permeabilidad, la tendencia a la densificación se traduce en un incremento de presión de la fase fluida, que puede crecer hasta el punto en que iguale a la presión total, llegando a anular a la presión efectiva o presión de contacto entre los granos. En estas circunstancias un suelo de características granulares pierde totalmente su capacidad de soporte o resistencia al corte.

En el caso de las arenas finas y limos sueltos saturados, el aumento de presión en la fase fluida que no alcanza a drenar durante el corto tiempo que dura una sollicitación o carga de un evento sísmico, puede llevar al suelo transitoriamente al estado de licuación con el consiguiente hundimiento de las estructuras apoyadas en él.

Este fenómeno de licuación pudo ser observado en la zona sur de Chile durante los sismos de Mayo de 1960, donde se produjeron grandes hundimientos de terraplenes a causa de este fenómeno.

De acuerdo a datos empíricos se sabe que los suelos más susceptibles a la licuación son las arenas y limos que tienen un diámetro efectivo menor que 0,2 mm. y un coeficiente de uniformidad menor que 5, depositados bajo agua en estado suelto. Un suelo compacto o que tenga algo de cohesión no ofrece riesgo de licuación.

Que es la licuación y qué condiciones dan lugar a ésta?

Durante los terremotos el movimiento del terreno puede causar una pérdida de la firmeza o rigidez del suelo que da como resultados el desplome de edificaciones, deslizamientos de tierra, daños en las tuberías, entre otros. El proceso que conduce a esta pérdida de firmeza o rigidez es conocido como licuación del suelo. Este fenómeno está principalmente, más no exclusivamente, asociado con suelos saturados poco cohesivos. El término licuación, incluye entonces todos los fenómenos donde se dan excesivas deformaciones o movimientos como resultado de transitorias o repetidas perturbaciones de suelos saturados poco cohesivos.

Debido a las enormes magnitudes de los efectos destructivos de la licuación durante el terremoto de Niigata, Japón en 1964, los ingenieros se vieron en la obligación de brindarle toda su atención. Desde entonces se ha avanzado a pasos agigantados para entender el fenómeno, sus consecuencias, analizando y evaluando el potencial de licuación de un lugar y desarrollando nuevas tecnologías que mitiguen las acciones destructoras de un terremoto.

El conocimiento del proceso y sus efectos se ha basado en tres diferentes principios:

- Observaciones de campo durante y después de los terremotos.
- Experimentos en el laboratorio en muestras de suelos saturados, y en modelos de fundaciones y estructuras.
- Estudios teóricos.

Algunos de los efectos de licuación del suelo son catastróficos, tales como la falla de grandes pendientes o presas, el desplome de edificios y puentes, el colapso parcial o total de muros de contención. Otros sin embargo son un poco menos dramáticos como largas deformaciones de la superficie terrestre, el asentamiento y consecuente inundación de grandes áreas, etc. Aún estos efectos laterales en muchos terremotos causan daños de grandes proporciones a carreteras, vías férreas, tuberías y edificios.

Las pruebas de laboratorio han demostrado que un drenaje oscilatorio puede causar el aumento en la presión del agua en los poros en un suelo saturado como resultado del reordenamiento de las partículas del suelo con una tendencia a compactarse entre ellas. Si el agua en los poros no puede drenar durante la filtración, la carga gravitacional no será soportada por la estructura mineral, sino más bien por el agua capilar (en los poros), lo que conlleva a una reducción en la capacidad del suelo para soportar un esfuerzo. También se han dado a conocer aquellos factores de mayor influencia para la licuación en los suelos: Suelos granulares saturados sin la presencia de fuerzas cohesivas (entre partículas), son más susceptibles a un aumento de la presión del agua en los poros. La densidad de un suelo poco cohesivo también es un importante factor ya que la alta presión en los poros da como resultado arenas muy sueltas, y puede alcanzarse un punto donde la arena pierda su resistencia inicial al corte. Otros factores que afectan el grado de aumento de presión en los poros incluyen la amplitud de la filtración oscilatoria, el tamaño, la forma y gradación de las partículas, la presión de confinamiento que actúa en el suelo, la textura del suelo y la rata de sobreconsolidación de éste.

Por lo anterior, el chequeo de asentamientos potenciales deberá estar direccionado a la caracterización del suelo de cimentación en cuanto a sus características físico-mecánicas como la capacidad portante y la identificación de su potencial de licuación, de tal manera que se puedan efectuar a nivel de cimentación los tratamientos o intervenciones para neutralizar hasta donde sea posible los efectos adversos sobre el cuerpo del terraplén.

Medidas de corrección en suelos de fundación inadecuados.

Cuando las necesidades del trazado obligan a colocar terraplenes sobre suelos de mala calidad, es necesario tomar una serie de precauciones y emplear métodos constructivos que aseguran un grado mínimo de estabilidad a los rellenos. El suelo de fundación puede presentar, en general, tres tipos de deficiencias importantes.

Alta compresibilidad, lo que implica la posibilidad de asentamientos importantes en la superficie debido al sobrepeso impuesto por el terraplén.

Baja consistencia, lo que puede significar la posibilidad de que se desarrolle flujo plástico, por la generación de un esfuerzo de corte que sobrepase los valores resistentes del suelo.

Baja compacidad, que puede implicar la posibilidad de asentamientos bruscos debido a efectos dinámicos o un colapso total del terraplén por licuación del suelo de fundación.

La mejor solución es la eliminación parcial o total del suelo subyacente mediante la excavación o desplazamiento hacia áreas que no comprometan la cimentación del dique. Sin embargo, no siempre es económicamente viable este procedimiento, debiendo adoptarse alguna de las siguientes medidas correctivas que elimine o minimice el problema.

Suelos de alta compresibilidad.

En este caso es recomendable eliminar la mayor cantidad posible de suelo compresible, de modo tal que la mayor parte de la consolidación se produzca durante el período de construcción. En este sentido es útil recordar que el tiempo de consolidación es proporcional al cuadrado del espesor del estrato compresible. Una estimación aproximada del tiempo de consolidación puede lograrse del análisis de la curva índice de huecos - tiempo, del ensayo edométrico.

El uso de materiales livianos (por ejemplo, cenizas volcánicas existentes en varias zonas del país, que tienen una baja densidad), permite disminuir la sobrepresión impuesta por el terraplén en forma considerable y, por lo tanto, es recomendable su uso para disminuir los asentamientos por consolidación.

El uso de sobrecarga adicional sobre el terraplén, permite acelerar el proceso de consolidación. Esta sobrecarga es luego retirada para dar el nivel de la rasante del camino.

El uso de drenes verticales de arena como procedimiento para disminuir el tiempo de consolidación, es usado en varios países. Sin embargo, su eficiencia es muy controvertida y depende de la relación entre la consolidación primaria y la consolidación total (primaria más secundaria). Bjerrum ha establecido un coeficiente de eficiencia η , dado por :

$$\eta = \frac{\delta_c}{\delta_c + \delta_s} = \frac{\log \left(\frac{\sigma_0 + \Delta p}{\sigma_0} \right) - \log p_p}{\log \left(\frac{\sigma_0 + \Delta p}{\sigma_0} \right) - \log p_0}$$

Donde:

δ_c : consolidación primaria.

δ_s : consolidación secundaria.

P_0 : presión efectiva inicial.

Δp : incremento de presión.

p_p : presión de preconsolidación.

Pueden establecerse los siguientes valores del coeficiente η como referencia para el uso de drenes verticales:

$\eta < 0,30$ baja eficiencia , $0,30 < \eta < 0,60$ eficiencia regular, $\eta > 0,60$ alta eficiencia

Suelos de baja resistencia.

En los suelos de fundación cuya cohesión sea muy baja y exista riesgo de flujo plástico, se puede tender los taludes para mejorar la estabilidad o colocar bermas laterales de contrapeso. Esta última tiene el inconveniente de ocupar gran espacio, lo que la hace poco práctica. En caminos secundarios, que no sean pavimentados, se puede utilizar el procedimiento de colocar el terraplén sobre un lecho de troncos de madera. Además, como en el caso anterior, es recomendable colocar materiales livianos, disminuyendo de esta forma el esfuerzo de corte inducido en el suelo de fundación.

Suelos granulares de baja compacidad.

Este tipo de suelos que está sujeto al riesgo de asentamientos bruscos o licuación, debe densificarse hasta un mínimo que asegure su estabilidad general.

Los equipos vibratorios pesados tienen influencia hasta profundidades menores que 1,50 m. Para espesores mayores, pueden usarse pilotes de densificación o sistemas de vibroflotación.

Este último se basa en que bajo el efecto combinado de vibración e inyección de agua se obtiene una reubicación de las partículas de suelos lográndose una mayor densificación. En este método se introduce la unidad vibratoria a la profundidad requerida y es sacada lentamente, inyectando agua. Debido a las vibraciones se producen depresiones de forma cónica alrededor del eje de la unidad vibradora que se van llenando al agregar arena por la entubación. En arenas sin finos cohesivos, el efecto de compactación alcanza un radio de 1 a 2 mt. Este sistema es útil en arenas con un contenido máximo de limo de 25% y en arenas con un contenido máximo de arcilla de 5%.

El sistema de hincar pilotes de densificación resulta más sencillo y económico que el de vibroflotación. Los impactos producidos durante el hincamiento provocan una densificación en el suelo, lo que se traduce en un asentamiento superficial. Por otra parte, la masa del pilote produce una densificación adicional por desplazamiento y compresión del suelo adyacente.

Una variante de ese último método consiste en el hincado, con sistema Franki, de pilotes de arena que consiguen un efecto de densificación del suelo circundante. Este método resulta particularmente efectivo cuando se trata de suelos granulares sueltos.

2.5.2.11. Diseño de obras complementarias y/o intervenciones para protección frente a procesos de erosión

Este tipo de obras y/o intervenciones pueden ser mecánicas ó biomecánicas, veamos primero el caso de las biomecánicas:

- **Revestimiento de los taludes con grama ó similar para dar protección contra la erosión laminar.**

Normalmente se efectúa la empradización (grama tipo macana, pasto argentina, etc.) de los taludes y la corona del dique con lo cual se provee un elemento natural de amarre de la superficie del suelo que conforma el cuerpo del dique. El maní forrajero es otra alternativa la cual es una especie cuyo sistema radicular es del orden de los 30 cms y permite obtener un amarre adecuado de las caras expuestas del terraplén para protección frente a la erosión laminar.

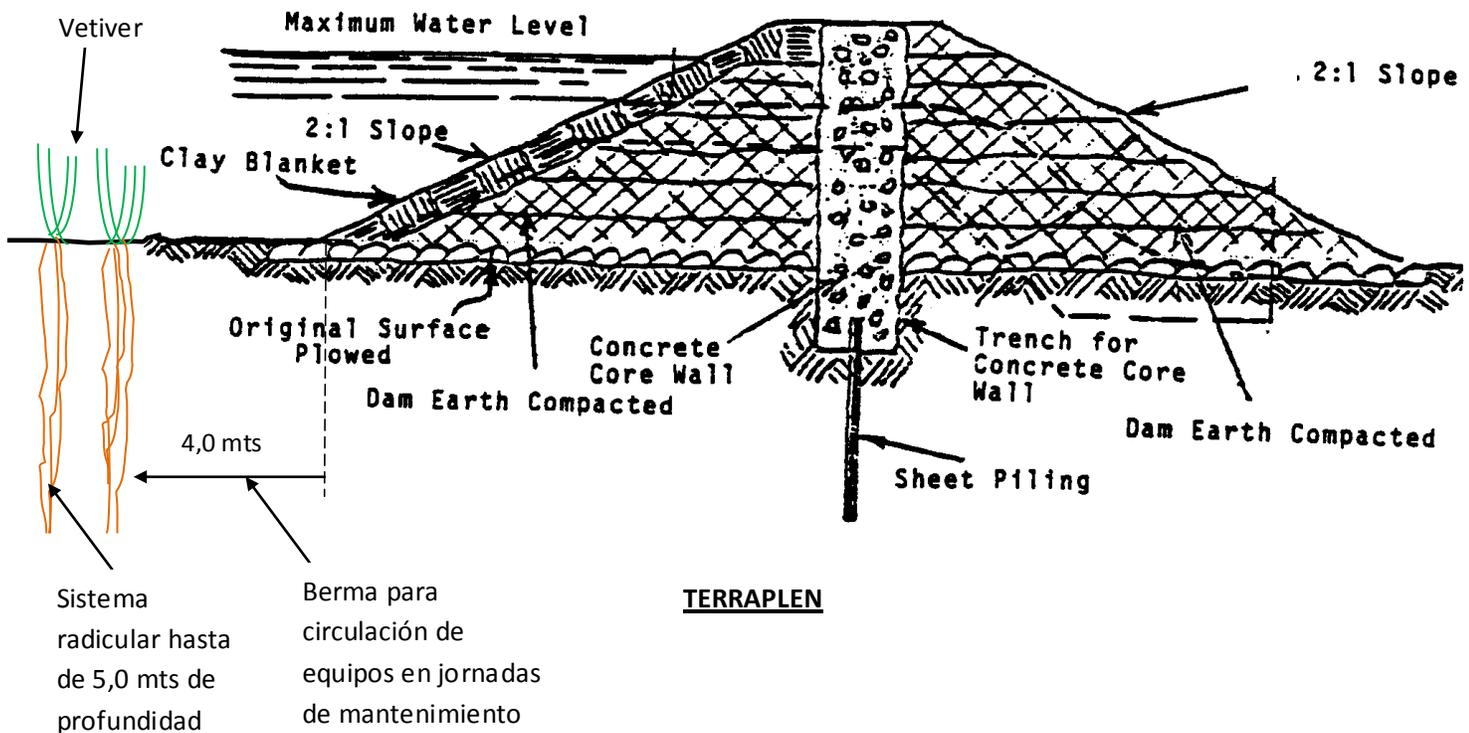
Fotografía 28



Engramado del nuevo dique, que entre febrero y marzo del año 2014, está construyendo la CVC sobre la margen derecha del río Meléndez en la zona del separador de la autopista Simón Bolívar de Cali.

- **Establecimiento de barrera viva para dar protección al dique frente a procesos de erosión de orilla.**

Para aquellos sitios donde de manera puntual y por la morfodinámica natural del río se presenta amenaza por avance en la erosión de los barrancos del río, normalmente se hace uso de la construcción de elementos estructurales tales como espolones y tablestacas entre otros. Sin embargo, también se recomienda utilizar sistemas no estructurales para generar un acorazamiento del suelo de cimentación del terraplén. Existe una especie gramínea llamada pasto Vetiver que cumple esta función, gracias a las características físicas del sistema radicular.



El pasto vetiver es una gramínea que ha generado mucho interés a nivel mundial como una tecnología tradicional para la conservación de los suelos y el agua.

Nombres:

- Pasto Vetiver Zacate Vetiver
- Zacate Violeta
- Zacate Valeriana

- Tiva
- Capim (Portugués)
- Pacholí
- Mura
- Vetiveria Bory ex. Lem Gramineae (Androponeae) 10 especies de los trópicos asiáticos y africanos. V. zizanioides (L.) Nash; origen: India Distribución: Pantropical, S. Europa, América del Norte, Medio oriente, Mediterráneo

Forma:

Gramínea perenne, hasta una altura de 2 m, con un sistema radical fuerte que crece verticalmente (en su mayoría) a profundidades hasta de 5 metros. Naturalmente, es una hidrófita, pero se crece muy bien bajo condiciones xerófitas.

Adaptabilidad

Temperatura:

- Supervivencia: -9°C a más de 45° C
- Cuando el suelo se congela, se muere
- En Colombia se ha logrado adaptar a temperaturas de frías que en momentos bajan hasta - 4°C, como es el caso de cultivos de agentes propagadores de Aguadas (Caldas) y Balboa (Risaralda).
- El crecimiento de Pasto Vetiver, es más rápido en climas cálidos, mientras en climas fríos es un poco más lento, pero su funcionamiento es el mismo.

Humedad:

- Con manejo adecuado, utilizado en condiciones áridas (de 300 mm), pero de 700 mm por arriba es preferible.
- Aguanta las sequias extremas, pero normalmente requiere una época de lluvias que dure por lo menos de 3 meses. La condición idónea es cuando las lluvias vienen regularmente durante el año.
- Crece mejor bajo condiciones húmedas, pero también se comporta bien bajo condiciones de poca humedad.



Fotografías 29 y 30

Luz y Sombra:

Es una planta que requiere pleno sol para desarrollarse bien. Se puede establecer y crecer adecuadamente en condiciones con 40% de sombra con más de este porcentaje es difícil establecerse, pero cuando se quita la sombra, crecerá muy rápido.

Suelos:

Vetiver prefiere los suelos magros arenosos profundos. Sin embargo, crece bien en un rango amplio de suelos. Puede crecer en pedregales, suelos ácidos (pH: 3) o alcalinos (pH: 11), aguanta niveles tóxicos de metales como aluminio, manganeso (550 ppm) y condiciones sódicas y salinas. Aguanta inundaciones por largos períodos, de 3 meses o más después de que está bien establecido. También crece bien en suelos pocos profundos.

En terrenos en los que se han hecho propagaciones de periodos de más de 6 meses, al ser bloqueado, su sistema radicular que queda en el suelo le sirve para enriquecerse en materia orgánica para mejorar rendimientos productivos futuros.

Altitud:

Desde el nivel del mar hasta más de 2.800 msnm - está limitada por las temperaturas bajas en altitudes más altas y con nubosidad.

Sistema Radicular:

El sistema masivo de raíces generalmente crece verticalmente y no compite con los cultivos adyacentes. En condiciones buenas, el sistema radical puede crecer hasta una profundidad de 5 metros, y bajo la superficie del suelo se forma una barrera en raíces que permite que los suelos se estabilicen debido al amarre que el PASTO VETIVER le aporta a los suelos en laderas, terraplenes y taludes de carreteras.

Tipo de Usuario:

En la actualidad en Colombia, el INVIAS, lo sugiere en la “Guía de Manejo Ambiental”, para estabilización y control de erosión en las obras de las vías nacionales, que este produce, como un material bastante importante, por el desarrollo radicular ya que no existe otro material similar que supere este tipo de crecimiento y bondades para obras de bioingeniería.

Propagación:

Por división de raíces. Si hay mucho material vegetativo disponible en barreras ya existentes, esas barreras pueden dividirse. Cuando el material es escaso, entonces se requieren viveros para multiplicarlo. Dependiendo de las lluvias y tipos de suelos, un tallo puede producir de 25 - 50 tallos nuevos en 6 meses. Hay dos poblaciones del vetiver: del norte y del sur de India. La población del norte florece y produce semilla fértil. La población del sur algunas veces florece pero no produce semilla viable.

La población del sur es la fuente del material que fue distribuido por todo el mundo tropical y sub-tropical, que es el material con el que actualmente se cuenta en Colombia. Si encuentra tipos con semilla fértil, no la use, no queremos propagar ninguna variedad de vetiver fértil y correr el riesgo de crear tipos con potencial a convertirse en invasores.

Sombra:

El vetiver no aguanta las sombras extremas. Después del establecimiento puede aguantar niveles de sombra hasta el 50%. También recuperará rápidamente después de quitarse la sombra. El clarear el espacio del Vetiver sembrado también hace parte del mantenimiento.

Abono:

El vetiver se establecerá mejor si pone estiércol de ganado vacuno, aprox. 100 kg/100 m lineales de barrera. Si el estiércol no está disponible, fosfato di-amonio (DAP) puede ser aplicado en cantidades de 10 kg/100 m lineales de barrera. La ventaja del estiércol es que ayuda a mejorar la disponibilidad de agua a las plantas nuevamente sembradas. El estiércol y/o el abono tipo DAP pueden ser aplicados liberalmente en los viveros antes de la siembra. Se puede usar abono del tipo que dura mucho tiempo, haciendo lentamente disponible los nutrientes (NPK) para plantas en contenedores. Abonar no es esencial, pero incrementa el crecimiento. No hay necesidad poner abono para mantener las barreras.

Se ha podido comprobar que sembrando vetiver como barreras circundantes de cultivos, ha

servido de barrera protectora realizando control biológico de acceso de especies contaminantes y plagas que inhiben el desarrollo de crecimiento y producción agrícola. El Pasto vetiver al ser sujeto de quema, vuelve a crecer, puesto que al quemarse no se afecta su sistema reproductivo en el cuello de la planta, y de esta forma se evita la proliferación y crianza de termitas en sus hojas secas internas.

Años de Vida

Vetiver vive por un largo tiempo. La época más grande recordada es aproximadamente 100 años de edad (en Zambia - África).



Disponibilidad de la planta

El PASTO VETIVER puede encontrarse en la mayoría de los países tropicales y semi-tropicales. Muchas veces ha sido introducido por la industria de aceites aromáticos. Los jardines nacionales y de las universidades. Muchas veces tienen pasto vetiver en sus colecciones y conocen el nombre local. Los usuarios tradicionales medicinales muchas veces conocen una fuente de vetiver (usualmente no conocen a la planta por el nombre 'vetiver'). Vetiver puede encontrarse en países con industrias de caña de azúcar bien establecidas (como Haití) o de café (como Kenya y Guatemala), porque ellos han usado pasto vetiver para conservación desde hace muchos años. Hay fuentes bien conocidas del pasto vetiver de buena calidad en partes del sur y este de África, India, Tailandia, Malasia, Indonesia, China, el Caribe, América Central y Sur, y los EE.UU. Es muy importante que los tipos del pasto vetiver sin semillas o con semillas estéril deben de usarse.

En Colombia es propagada por muy pocas personas y entidades, dedicadas a la biorremediación, como es el caso de VETIVERCOL SERVICIOS Y CONSULTORIAS S.A.S., quienes propagan material PASTO VETIVER en Tolima, Caldas, Risaralda, y en regiones de Cundinamarca y Boyacá, donde su comportamiento de adaptabilidad es aceptable.

Ventajas del uso de Vetiver

Simplicidad en el manejo

No se requiere utilización de alta tecnología, pero sin embargo la parte sencilla y su alta efectividad lo promovió como aplicación de BIOINGENIERÍA CON PASTO VETIVER.

Bajo Costo

La aplicación del Sistema Vetiver en el tratamiento de aguas contaminadas cuesta una fracción en relación con la utilización métodos químicos y mecánicos. Además de un sistema orgánico y amigable con el medio ambiente y de fácil maniobrabilidad y consecución del material a utilizar.

Mantenimiento Mínimo

Si se establece apropiadamente, el Sistema Vetiver prácticamente no requiere de mantenimiento para que funcione. Esto contrasta radicalmente con otros medios que requieren un mantenimiento continuo muy costoso y de operadores calificados, a menudo un ingeniero que lo opere eficientemente.

Beneficios Adicionales

El sistema Vetiver no es un sistema de tratamiento, es una planta de reciclaje. Bajo este enfoque, la absorción de elementos esenciales para las plantas como N, P y de otros cationes por el Vetiver no solo purificará las aguas sino que los almacenará para otras aplicaciones. Debemos destacar que la hoja de Vetiver se puede utilizar como forraje para el ganado con alto nivel nutritivo, mulch para jardinería, fuente de materiales para producir compost, uso en agricultura orgánica, materia prima para artesanías, etc.

El denso sistema de raíces de la planta puede absorber grandes cantidades de Dióxido de Carbono (CO₂). Aunque no se han realizado mediciones directas de la cantidad de CO₂ absorbida por la planta de Vetiver, se puede citar un estudio comparativo realizado por científicos del CIAT. Ellos defienden que los pastos de las sabanas de Sudamérica pueden remover tanto como 2.000.000.000 de Mg. de CO₂ de la atmósfera anualmente. Uno de esos pastos es el Andropogon Guyanus, una especie estrechamente relacionada con el Vetiver. Estos investigadores del CIAT reportaron en la revista Nature que los dos pastos almacenan tanto como 53 Mg de CO₂ como materia orgánica por hectárea por año. Esto se debe a que las extensas raíces de los pastos depositan materia orgánica hasta un metro de profundidad en los suelos de las sabanas.



Fotografía 31

Solo imaginemos con el vetiver, cuyas raíces son más extensas y profundas que las de esos pastos, cuanto más CO₂ será removido de la atmósfera y fijado en su sistema radicular que llega a crecer hasta cinco metros de profundidad, su capacidad de remoción de CO₂ puede llegar a ser más de cinco veces más que los 53 Mg. de CO₂ anualmente, que un pasto común y corriente. Si podemos plantar al menos 5.000.000 de plantas de VETIVER en nuestro país, Colombia, estas absorberán más de 265.000.000 Mg. de CO₂/ año de la atmósfera. En proyecto realizado por Doi Tung, en Chiang Rai solamente se plantaron 100.000 de plantas de vetiver por año; lo que significa que este proyecto ha contribuido con 500.000 Mg. de beneficios de enfriamiento atmosférico.

Según los cálculos del CIAT, esto es el equivalente del CO₂ emitido por 100.000 vehículos automotores con un recorrido de 20.000 kilómetros. El incremento global anual del CO₂ se estima en cerca de 20 mil millones de Mg/año, por lo que solo necesitamos plantar 4 billones de plantas de VETIVER, para absorber todo ese gas y probablemente no necesitemos aire acondicionado para enfriar el aire alrededor de donde estemos.

Aplicaciones prácticas del Vetiver:

- Estabilización y control de erosión en terraplenes de carreteras
- Estabilización y control de erosión en orillas de canales de riego
- Estabilización y control de erosión en riveras de ríos y quebradas
- Elaboración cercas vivas o barreras vivas para protección de cultivos
- Estabilización y control de erosión en cultivos de ladera como cafetales y horticulivos
- Protección de gaviones

Filtración

La nutrida constitución de las barreras de vetiver es también un filtro eficaz de sedimentos tanto gruesos como finos en los escurrimientos de agua. Estos sedimentos deben atraparse en el sitio mismo, o pena de que contaminen y sedimenten los cursos fluviales, los caminos y otras obras de infraestructura. Los contaminantes químicos también son a menudo absorbidos por estos sedimentos que, al ser atrapados por las barreras de vetiver, reducirán la contaminación en el sitio.

En Tailandia las barreras de vetiver se usan de manera generalizada para atrapar materiales gruesos y también para filtrar sedimentos finos en los escurrimientos que van a dar a las represas de los agricultores y a los estanques de pesca en los pueblos rurales.

En Australia se están usando unas franjas de filtración de vetiver para atrapar substancias agroquímicas y fertilizantes en los cañaverales y en tierras industriales y canteras, en donde las barreras de vetiver sembradas a través de cursos fluviales y líneas de desagüe han reducido la erosión y atrapan sedimentos tanto gruesos como finos.

Veamos ahora el caso de las **obras mecánicas**:

- **Espolones en gaviones para dar protección contra los procesos de avance de erosión de orilla.**

La estabilidad de un dique para protección contra inundaciones se puede ver seriamente comprometida por el avance en los procesos de erosión de orilla, tal como se puede observar en la siguiente fotografía.



Fotografía 32. Erosión progresiva sobre barranco del cauce de un río

Para evitar totalmente o reducir la erosión lateral que se presenta en las márgenes de los ríos, y con mayor frecuencia en las orillas exteriores de las curvas, se pueden utilizar, por ejemplo, espigones o espolones y recubrimientos marginales.

Algunas diferencias entre estos tipos de obra consisten en que los recubrimientos marginales evitan por completo los corrimientos laterales de las márgenes, tanto en tramos rectos como en las curvas más forzadas, o fijan completamente las márgenes, mientras que los espigones permiten que la orilla entre ellos pueda ser ligeramente erosionada inmediatamente después de su construcción. Por otra parte, los recubrimientos marginales son más costosos y requieren mayor cuidado en su proyecto y construcción. Además, cuando falla una parte de un recubrimiento marginal puede extenderse esa falla y destruirse toda la obra, sobre todo si la avenida tiene varios días de duración. En cambio, los espigones o espolones permiten que la obra en su conjunto continúe trabajando aunque uno o dos de los espigones hayan sido socavados en sus extremos o destruidos o separados de la margen. Por último, el costo del mantenimiento de los espolones disminuye con el tiempo.

Las principales desventajas de los espigones consisten en que disminuyen el área hidráulica y aumentan la rugosidad de las orillas. Por otra parte, ellos no se pueden utilizar en curvas con radio de curvatura muy reducido.

Espolones

Los espolones son estructuras interpuestas a la corriente, uno de cuyos extremos está unido a la margen. Sirven para alejar las líneas de corriente con alta velocidad de la orilla, y evitar así que el material de la margen pueda ser transportado y ella se erosione. Además, los espolones facilitan que los sedimentos se depositen entre ellos, con lo que se logra una protección adicional de la orilla.

Los espolones incrementan la velocidad del agua al disminuirse la sección hidráulica del río, aumentando el gradiente y generando macroturbulencia intensa. La turbulencia generada por los espolones puede producir remolinos o vórtices fuertes que generan a su vez socavación, la cual representa un problema de estabilidad para la estructura del espolón, es por esta razón que el nivel de cimentación debe definirse con buen criterio.

Los espolones pueden ser permeables o impermeables en el sentido que pueden permitir o no el paso del agua a través de ellos. Los espolones permeables son más efectivos en los ríos que tienen mayor cantidad de carga de fondo y altas concentraciones de sedimentos, debido a que facilitan la sedimentación. Los espolones impermeables son más efectivos cuando se requiere mantener una profundidad de cauce para navegación, debido a que la socavación es mayor y, por lo tanto, el cauce va a tener una mayor profundidad.

Datos para su diseño

Los datos necesarios para el diseño de los espolones son la topografía y batimetría del río en la zona por proteger, secciones transversales a lo largo de las orillas que serán protegidas, características hidráulicas de la corriente asociadas a diferentes periodos de retorno, la elevación de la superficie del agua correspondiente a esos caudales, así como las velocidades medias de los escurrimientos y la velocidad del flujo a lo largo de las orillas por proteger; la

granulometría y peso específico de los materiales del fondo y orillas del cauce, y finalmente los materiales de construcción disponibles.

Recomendaciones de diseño

Los aspectos más importantes a tomar en cuenta al diseñar una protección a base de espolones, a continuación se comentan algunos de ellos y que están relacionados e influyen entre sí.

a) Localización en planta

Al ubicar una obra de defensa, ya sea respecto de la orilla actual, o bien en una nueva margen (al hacer una rectificación) se requiere trazar en planta el eje del río y en las orillas delinear una frontera, generalmente, paralela a dicho eje, a la cual llegarán los extremos de los espolones. La longitud de cada espigón o espolón estará dada por la distancia de la orilla real a esa línea.

La separación entre las nuevas orillas de defensa podrá ser igual al ancho estable del río teniendo en cuenta el cambio de pendiente, si se rectificó el río o si el río va a ser navegable o no. Analíticamente el ancho estable se obtiene en función del gasto dominante, características físicas del material del fondo y orillas, y de la pendiente del río.

Cuando se trata de rectificar un tramo de río o defender sus curvas y si las márgenes son arenosas o ligeramente limosas, los radios de curvatura “*r*”, medidos hasta el eje del río deben estar comprendidos entre los límites siguientes

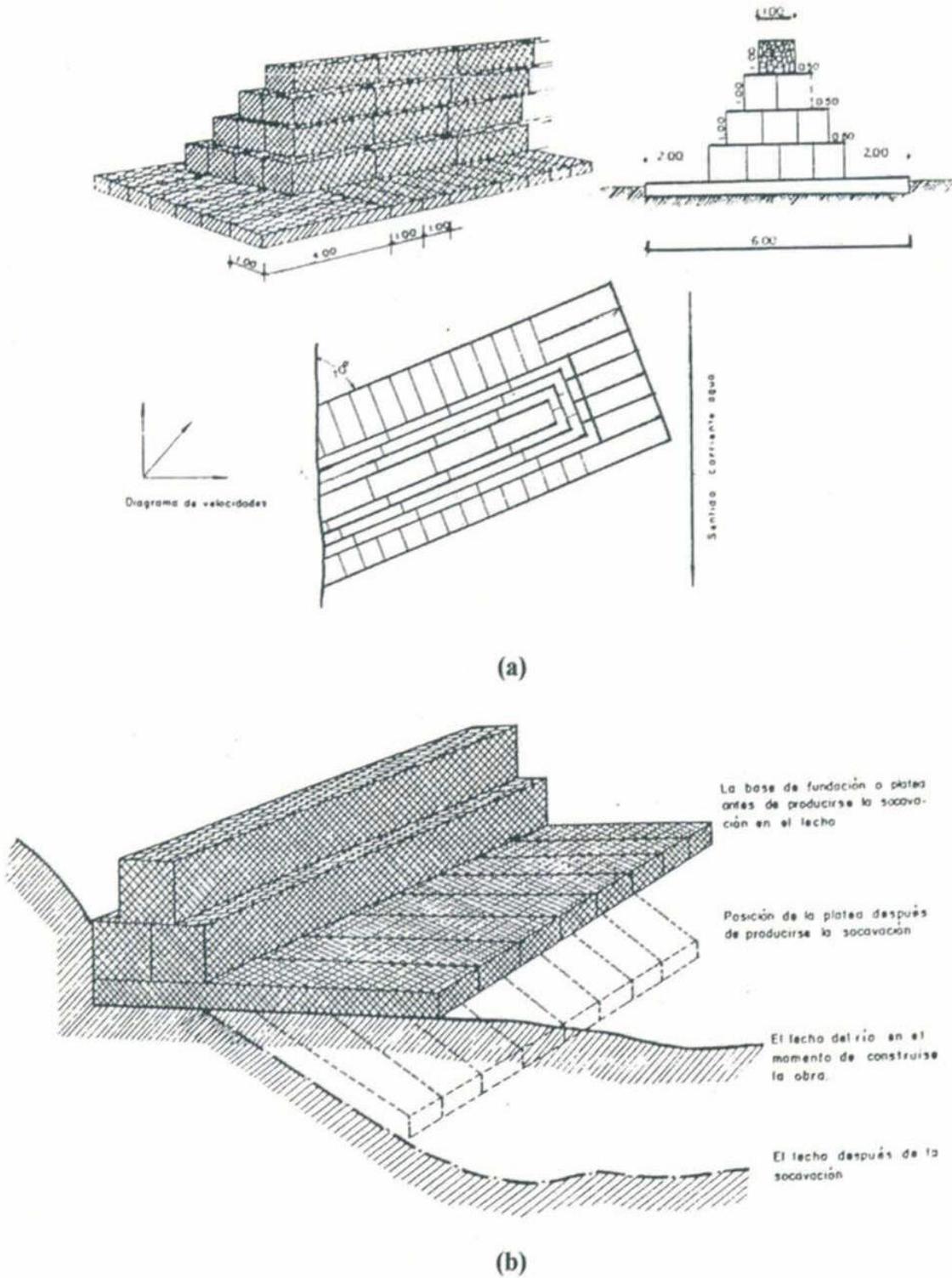
$$2B < 5r < 8B$$

donde B es el ancho medio de la superficie libre en los tramos rectos, en metros.

Con la recomendación anterior, las mayores profundidades siempre se encuentran cercanas a la orilla exterior de la curva, y evita que se formen islas o bancos de arena cercanos a la orilla cóncava.

Al proteger una curva aislada de un río con espolones, las márgenes de las curvas situadas aguas arriba no deberán de estar erosionadas. Si esto último no ocurre, con el tiempo el río escurrirá por otro sitio, abandonando completamente los espolones que fueron colocados. Por ello en ríos de planicie que son divagantes o que sufren erosión constantemente en sus curvas, se deben proteger tramos completos de río.

Figura 17:



Aspectos relativos a los espolones en un río (a) Elementos de diseño (b) Acomodo frente a la socavación

b) Separación entre espolones

La distancia entre espolones, se mide en la orilla entre los puntos de arranque de cada uno y depende de la longitud del espolón de aguas arriba y de su orientación, así como de la configuración de la margen.

Para calcular la separación entre dos espolones, se toma en cuenta la expansión o deflexión teórica que sufre la corriente al pasar frente al extremo o punta del espolón. Normalmente se considera que el ángulo de expansión β varía entre 9 y 11 grados.

La distancia entre espolones, usualmente está relacionada con el ancho del río, la longitud del espolón, la velocidad del flujo, el ángulo y la curvatura de la orilla. Normalmente los espolones permeables pueden ser espaciados a mayores distancias que los impermeables.

Nota: Maza Alvarez (1989) presenta una serie de recomendaciones para definir la distancia entre espolones en tramos rectos y en tramos curvos.

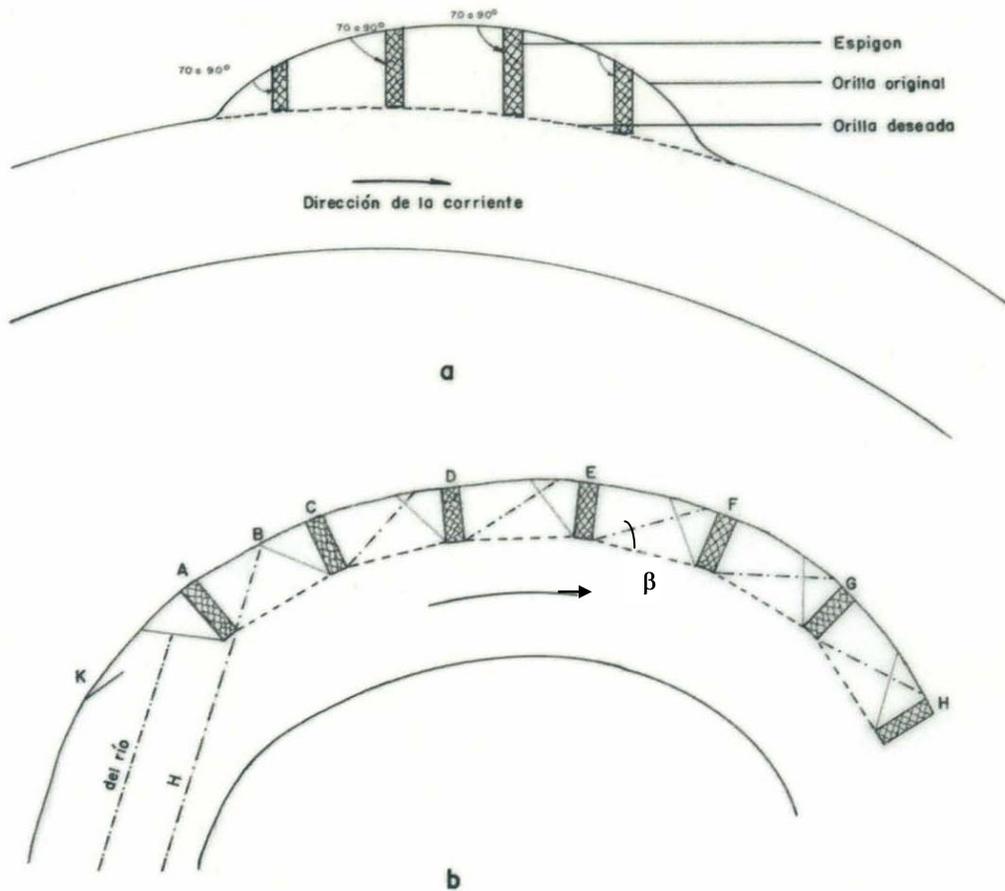


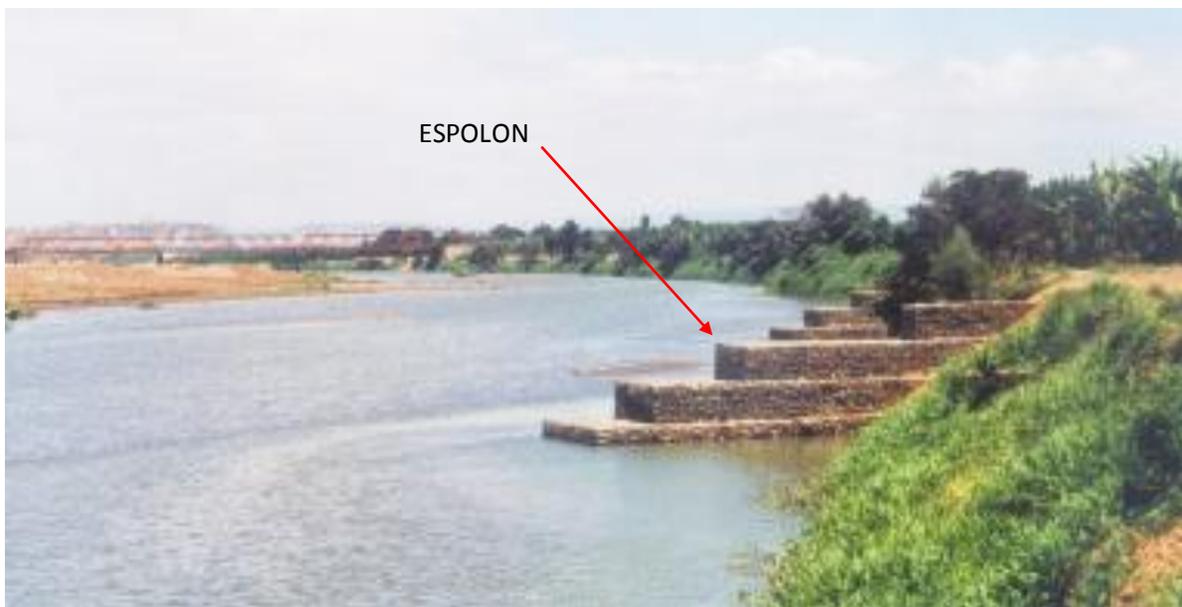
Figura 18. Formas de colocación de espolones en corrientes de agua

c) Orientación de los espolones

Los espolones pueden estar orientados, hacia aguas abajo o aguas arriba, o también ser normales a la dirección del flujo. La orientación de los espolones se mide por el ángulo que forma el eje longitudinal del mismo con respecto a la tangente trazada a la línea extrema de defensa en el punto de unión con el espigón y medido hacia aguas abajo. Cada orientación tiene diferente influencia sobre la corriente y por tanto un efecto diferente sobre la socavación y depósito de material alrededor de él. Se ha observado que los espolones orientados hacia aguas arriba producen más depósito de sedimento en la orilla aguas abajo que los que están orientados 90° con respecto al flujo. Los espigones colocados normales al flujo solo protegen áreas pequeñas mientras que los que están dirigidos hacia aguas arriba resisten mejor al poder erosivo de la corriente, esto se basa en las observaciones realizadas por Samide y Beckstead (1975). Sin embargo, Franco (1967) dice que el espolón dirigido hacia aguas abajo presenta un mejor comportamiento desde el punto de vista de socavación, depósito, tirante del canal y alineamiento y que el orientado hacia aguas arriba produce más disturbios al flujo.

En un tramo recto en una curva regular conviene que los espigones formen un ángulo α de 70 grados con la dirección de la corriente, si la curva es irregular y, aún más, si tiene un radio de curvatura menor de $2.5 B$, los ángulos de orientación serán menores de 70 grados y pueden alcanzar valores hasta de unos 30 grados.

El espolón no debe provocar cambios bruscos en la dirección de la corriente, más bien debe desviarla gradualmente hacia el sitio en estudio. Los espolones deben colocarse antes del punto donde la corriente empieza a salirse del curso deseado. Si el primer espolón se coloca aguas abajo de donde comienza la socavación, provoca que la corriente haga un camino por el extremo de él y como consecuencia de ello se ocasione su destrucción.



d) Materiales para la construcción de los espolones

Para su construcción pueden ser utilizados diferentes materiales, siendo comunes los **espolones de enrocados** de sección trapezoidal (Suarez, 1992). Son de gran utilidad para restablecer el ancho normal de un canal o alejar las aguas de una orilla al promover la sedimentación del material de arrastre del río en el lugar donde se instalan.

Los espolones también pueden ser contruidos **en gaviones metálicos**. Estos presentan grandes ventajas en razón de su flexibilidad; esta construcción consta de dos partes o cuerpos principales: la losa o zapata de fundación cuya altura no supera los 50 cm, pero cuya longitud es superior a la de los demás gaviones, y el cuerpo superior formado por gaviones de mayor sección dispuestos en forma transversal a la base. Todos los elementos que conforman la estructura se encuentran fuertemente unidos entre sí mediante amarres con alambre, adquiriendo gran solidez y la ventaja inicialmente expuesta de su flexibilidad natural, que permite nuevos acomodos de la losa conforme se produce socavación del lecho.

El espolón construido con gaviones tiende a ser más pequeño que el de enrocado. Como la finalidad de los espigones es la de desviar la dirección del flujo ello provoca socavación a lo largo de las líneas de corriente bien definidas y como consecuencia de ello se da más profundidad al cauce, esto último es útil cuando se desea que el río sea navegable. Los espigones hechos con gaviones son semi-impermeables ya que primero desvían a la corriente antes que reducir la velocidad de la misma, además ellos tienen la suficiente capacidad de deformación en su estructura. Al acumularse limo alrededor y dentro del espolón ayuda a que se desarrolle vegetación lo cual provoca que la estructura se consolide dentro de la nueva orilla y ello ayuda en el control de la erosión.

El espolón construido con gaviones no requiere de una excavación previa para colocarlos, sí se espera tener una socavación grande se podrá hacer una pequeña excavación que puede ser útil para minimizar el tamaño del asentamiento diferencial; también este tipo de espolón puede ser colocado directamente sobre el fondo del cauce o bien sobre una losa, esta última formada con un gavión tipo colchoneta.

Otros materiales que se pueden utilizar para construir el cuerpo de un espolón son: los pilotes, la madera o bambú y los elementos prefabricados de concreto.

Tablestacas

Las tablestacas o tablaestacas son un tipo de pantalla, o estructura de contención flexible, empleada habitualmente en ingeniería civil. Pueden ser de materiales como la madera o pueden ser de materiales prefabricados.

Normalmente están formadas por elementos prefabricados. Estos elementos prefabricados suelen ser de acero, aunque también las hay de hormigón, vinilo, aluminio o FRP Composite. No se deben confundir las tablestacas de hormigón, con las pantallas de paneles prefabricados de hormigón, que suelen ser de dimensiones mayores.

Los elementos prefabricados que componen las tablestacas se hincan en el terreno mediante vibración. Aunque es muy raro, en ocasiones también se introducen en el terreno por golpeo.

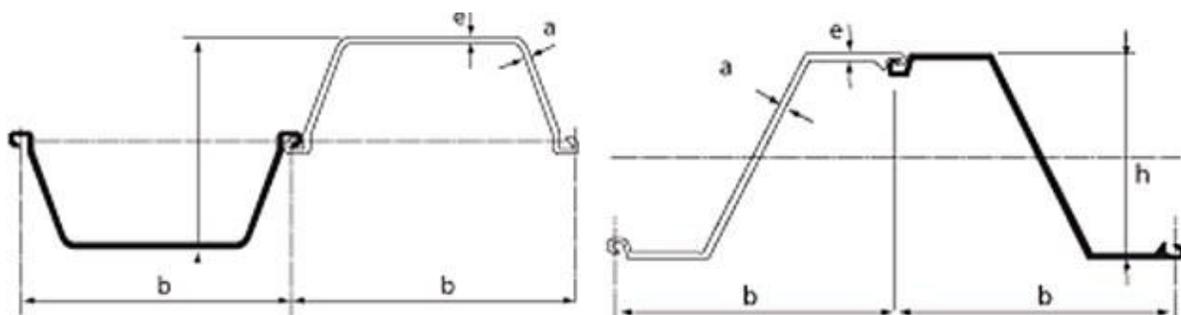
Tiene juntas entre sí, con dos misiones:

- Impermeabilizar el contorno, y evitar que se produzcan filtraciones.
- Guiar las tablestacas contiguas.

Dado que los elementos se colocan mediante hinca, han de tener unas dimensiones (entre ellas el espesor) lo suficientemente pequeñas para que se facilite la hinca. Pero también ha de tener una resistencia mínima. Es por esto por lo que, salvo raras excepciones, se emplea el acero.

Los pequeños espesores pueden dar lugar a que los paneles o planchas metálicas que conforman las tablestacas pandeen o flecten. Para evitarlo, se alabea la sección, dotándoles de una mayor inercia.

Secciones típicas son “en U” o “en Z”.



Las tablestacas en hormigón son de concreto pretensado, se utilizan para muelles, defensas de cauces, aperturas de zanjas para colectores, ejecución de cimentaciones bajo nivel freático, etc.

La hinca de las tablestacas se realiza mediante el uso de martillos diesel.

Dentro de las ventajas con respecto a las tablestacas de acero, esta su menor costo y su disponibilidad ya que son elaboradas con materiales de fácil consecución en nuestro país.

MATERIALES: CONCRETO $F'c= 400 \text{ Kg/cm}^2$
 ACERO $Fy= 4200 \text{ Kg/cm}^2$

LONGITUDES: ENTRE 3,5 MTS Y 12 MTS.

ESPEORES: ENTRE 0.12 Y 0.30 MTS

El cloruro de polivinilo (llamado comúnmente PVC o vinilo) ha sido una de las claves en el éxito de los tablestacados sintéticos. El bajo costo, la durabilidad, el funcionamiento durante su ciclo de vida y el bajo impacto ambiental lo convierten en el material preferido en decenas de industrias de la construcción.

Las ventajas del tablestacado Vinílico vs el Metálico es su precio, la facilidad de instalación en obra, garantías del orden de los 50 años, libre de mantenimiento por pintura o recubrimiento lo que lo convierte en un producto amigable con el medio ambiente.

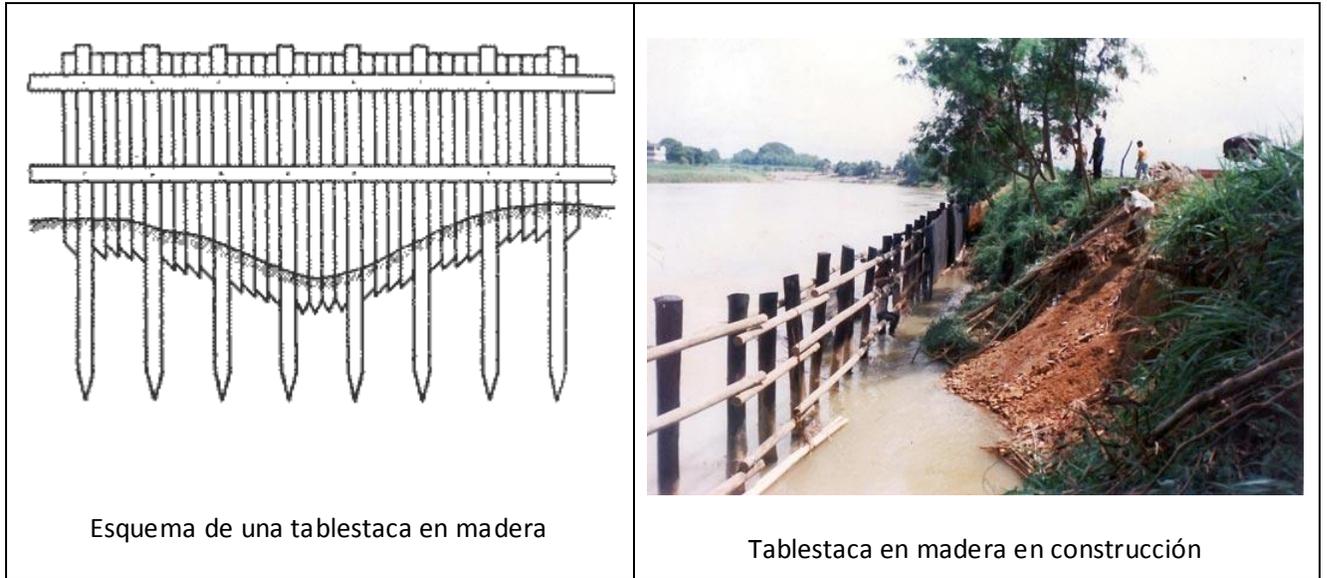
Las tablestacas, en general presentan las siguientes ventajas y desventajas:

Ventajas:

Desventajas:

<ul style="list-style-type: none"> - Su construcción es rápida y no requiere excavaciones previas. - Son de fácil construcción junto a los cuerpos de agua o ríos. 	<ul style="list-style-type: none"> - No se pueden construir en sitios con presencia de roca o cantos rodados. - Su construcción es muy costosa.
--	---

Las tablestacas son utilizadas con relativa frecuencia como estructura de contención para la estabilización de orillas y la conformación de muelles en ríos o costas. Para su hincado se requiere que el suelo permita la penetración del pilote y no existan bloques o cantos grandes de roca. La sección de la tablestaca depende de la altura de la tierra a retenerse y de las condiciones del suelo y agua, así como del sistema de anclaje de los pilotes. La altura de los muros de tablestacas varía generalmente entre 4.5 y 12 metros.



Fotografías 33(a) y 33(b)



Fotografías 34(a) y 34(b)



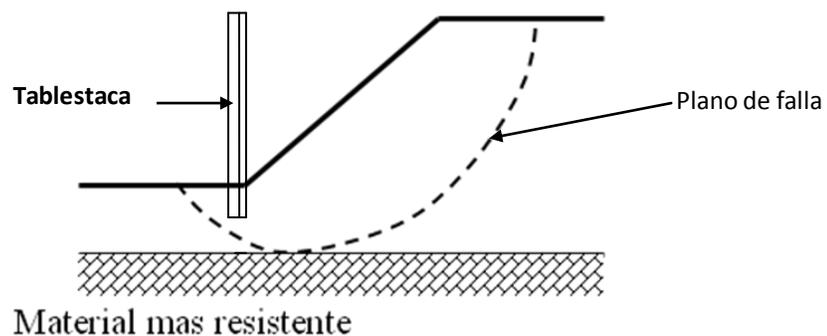
Fotografía 35. Trabajos de hincado de una tablestaca metálica.

Modos de Falla de las Tablestacas

Las cargas que se ejercen sobre los sistemas de tablestacas (empuje estático del suelo, cargas vivas, sismo) tienden a producir varios tipos de falla. De acuerdo al tipo de falla se deben evaluar las fuerzas que las producen y se deben seleccionar ciertos parámetros para prevenirlas.

Los sistemas de falla más comunes son los siguientes (US Army Corps of Engineers, 1996):

a) Falla por deslizamiento profundo. Esta falla afecta la totalidad de la masa del suelo incluyendo la tablestaca y es independiente de las características estructurales del muro. Su posibilidad se debe estudiar realizando un análisis de estabilidad del talud con falla profunda por debajo de la tablestaca.



Falla profunda o de base

Generalmente, este tipo de falla no se remedia incrementando la profundidad de la tablestaca y se requiere implementar otras obras de estabilización como anclajes, drenajes, mejoramiento del suelo, etc.

b) Falla al volteo por profundidad insuficiente de la tablestaca. Las presiones laterales ejercidas por la tierra tienden a ejercer una rotación de la tablestaca. Esta falla puede prevenirse profundizando la tablestaca.

c) Falla por falta de resistencia pasiva del pie de la tablestaca. Este tipo de falla ocurre para tablestacas ancladas por falta de profundidad de empotramiento y se resuelve profundizando la tablestaca.

d) Falla estructural de la tablestaca. Estas fallas ocurren por exceso de esfuerzos de flexión o de cortante sobre la estructura de la tablestaca. Este tipo de falla se resuelve colocando una tablestaca estructuralmente capaz de soportar los esfuerzos internos.

Teniendo en cuenta que normalmente las tablestacas se diseñan como elementos en voladizo, como mecanismo para mejorar las condiciones de estabilidad se pueden adicionar el uso de elementos tensores los cuales se anclan dentro del suelo.

<p>N.A. máx.</p> <p>TABLESTACA</p> <p>H</p> <p>N.A. mín.</p> <p>Es</p> <p>Ea</p> <p>Ep</p>	
<p>Ea = empuje activo estático</p> <p>Es = empuje dinámico (sismo)</p> <p>Ep = empuje pasivo</p>	<p><i>Tablestaca metálica tipo "U" construida y en funcionamiento</i></p>

Software existente

Para el cálculo estructural y análisis de estabilidad de tablestacas existen programas como el ProSheet 2.2 que es un software sencillo para el cálculo de tablestacado de acuerdo con teorías convencionales (estado límite de falla).

2.6. REFERENCIA BIBLIOGRAFICA

DEPARTMENT OF THE ARMY U.S. Army Corps of Engineers, EM 1110-2-1913 (30 April 2000). DESIGN AND CONSTRUCTION OF LEVEES Manual. Washington, DC 20314-1000.

MACCAFERRI- América Latina. Defensas ribereñas y obras transversales – Necesidades y soluciones ambientales.

DEPARTMENT OF THE ARMY U.S.- Office of the Chief of Engineers, EM 1110-2-1902 (1 April 1970). ENGINEERING AND DESIGN Stability of Earth and Rock-Fill Dams. Washington, DC 20314-1000.

MINISTERIO DE TRANSPORTE- Resolución 664 de 1999. Reglamento de Construcción de Obras Fluviales.

INVIAS - SUBSECTOR MARÍTIMO Y FLUVIAL. GUÍA AMBIENTAL DE PROYECTOS. ABRIL DE 2011.

MINISTRY OF WATER, LAND AND AIR PROTECTION, Flood Hazard Management Section Environmental Protection Division Province of British Columbia, Dike Design and Construction Guide Best Management Practices, Canadá – July 2003.

CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL CAUCA, Terraplenes marginales a cauces naturales o canales para evitar los desbordamientos, Subdirección Técnica – Sección de Adecuación de Tierras, Informe CVC No. 81-5, Mayo de 1981.

SAG, Manual de mantenimiento de diques y cauces, convenio CVC – SAG, Marzo de 2014.

Convenio de Asociación No.001 de 2013 ASOCARS – UNIVERSIDAD DEL VALLE, DIAGNÓSTICO DE INUNDACIONES EN EL VALLE ALTO DEL RÍO CAUCA

CONTRATO DE CONSULTORÍA N° 101 DE 2012 CELEBRADO ENTRE EL FONDO ADAPTACIÓN Y CORPORACIÓN OBSERVATORIO SISMOLÓGICO DEL SUR OCCIDENTE - República de Colombia - INFORME DE AVANCE N° 2, caso del jarillón de Aguablanca en la margen izquierda del río Cauca, Cali, octubre 29 de 2012.

Agencia NL Ministerio de Asuntos Exteriores de los Países Bajos – Royal Haskoning DHV Enhancing Society Together /Fondo de Adaptación, Dique de Aguablanca a lo largo del Río Cauca - Diagnóstico y recomendaciones, Cali- Colombia, Enero 2013.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA, Facultad de Ingeniería Civil – IMEFEN – CISMID, curso titulado “Diseño de Defensas Ribereñas” - Ing. Edgar Rodríguez Zubiarte, MAYO 2003.

ESCUELA DE INGENIERIA DE RECURSOS NATURALES Y DEL AMBIENTE, UNIVERSIDAD DEL VALLE, Estudio y diseño de las obras de mejoramiento y rehabilitación del dique marginal y de protección de las orillas del río Cauca en el Distrito de riego Roldanillo- La Unión – Toro, Contrato No. 0984 de 2010 CVC-UNIVALLE, Septiembre de 2011.

CAPITULO 3

ESPECIFICACIONES TECNICAS DE CONSTRUCCION Y PLANOS

3.1. Introducción

El presente documento contiene información técnica sobre las especificaciones mínimas que se deben cumplir tanto en la elaboración de los planos de diseño como en la construcción de las obras tipo diques en tierra para protección contra inundaciones.

Este documento forma parte de los productos del Convenio 001 de 2013 suscrito entre ASOCARS, la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca y la Universidad del Valle.

Por su carácter de especificaciones técnicas generales de referencia, para cada proyecto deben diseñarse las especificaciones particulares que para éste prevalezcan, describiendo además las características especiales de la obra.

Los planos cuidadosamente elaborados para cada obra, las especificaciones particulares diseñadas especialmente para cada obra y las especificaciones generales del presente documento, son un conjunto de documentos que se complementan entre sí.

3.2. ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA CONSTRUCCION DE TERRAPLENES

En los terraplenes se distinguirán tres partes o zonas constitutivas:

- (a) Base o cimentación, parte del terraplén que está por debajo de la superficie original del terreno, la que ha sido variada por el retiro de material inadecuado.
- (b) Cuerpo, parte del terraplén comprendida entre la base y la corona.
- (c) Corona, formada por la parte superior del terraplén, construida en un espesor de mínimo quince centímetros (15 cm), salvo que los planos del proyecto o las especificaciones especiales indiquen un espesor diferente.

Las tareas mínimas necesarias para la ejecución de terraplenes, con maquinaria de elevado rendimiento, son los siguientes:

- Preparación de la superficie de apoyo: comprende la retirada del terreno vegetal y a veces la ejecución de una capa que separe el terraplén artificial con el terreno natural: capas drenantes, geotextiles;
- Extensión, desecación o humectación de las capas;
- Compactación de cada capa;
- Refinado o perfilado de los taludes y coronación.

Los trabajos de construcción de terraplenes se deberán efectuar teniendo como referencia los procedimientos mínimos descritos en éste documento, sin desconocer los aportes del constructor apoyado en su propia experiencia y previa aprobación del interventor. El procedimiento para determinar si están adecuados los espesores de las capas de compactación deberá incluir pruebas aleatorias longitudinales, transversales y en profundidad verificando que se cumplen con los requisitos de compactación en toda la profundidad propuesta.

Los ensayos para la construcción de un terraplén para protección contra inundaciones de un centro poblado deben tener como referencia los de la especificaciones del INVIAS y estarán sujetos a previa aprobación de la interventoria de acuerdo a las condiciones del material encontrado en la zona.

El espesor propuesto en ningún caso debe exceder de trescientos milímetros (300 mm).

La secuencia de construcción de los terraplenes deberá ajustarse a las condiciones estacionales y climáticas que imperen en la región del proyecto.

3.2.1. PREPARACION DEL TERRENO

Este trabajo consiste en la escarificación, nivelación y compactación del terreno en donde vaya a quedar emplazado el terraplén, previa ejecución de los trabajos topográficos de localización y de los trabajos de desmonte y desbroce o limpieza, remoción de capa vegetal y retiro del material inadecuado, demolición de estructuras existentes que puedan afectar el buen

funcionamiento del terraplén, e instalación del drenaje y subdrenaje requeridos para poder ejecutar la obra.

El desmonte y limpieza se clasificará de acuerdo con los siguientes criterios:

Desmonte y limpieza en bosque: Comprende la tala de árboles, remoción de tocones, desraíce y limpieza de las zonas donde la vegetación se presenta en forma de bosque continuo.

Desmonte y limpieza en zonas no boscosas: Comprende el desraíce y la limpieza en zonas cubiertas de pastos, rastrojo, maleza, escombros, cultivos y arbustos. También comprende la remoción total de árboles aislados o grupos de árboles dentro de superficies que no presenten características de bosque continuo.

Cuando el terreno base esté satisfactoriamente limpio y drenado, se deberá escarificar, conformar y compactar, de acuerdo con las exigencias de compactación definidas en las especificaciones detalladas del proyecto de diseño.

Cuando lo señale el proyecto o lo ordene el supervisor, la capa superficial de suelo existente deberá mezclarse con el material que se va a utilizar en el cuerpo del terraplén.

Si el terraplén hubiere de construirse sobre turba o suelos blandos, se deberá asegurar la eliminación total o parcial de estos materiales, su tratamiento previo o la utilización de cualquier otro medio propuesto por el contratista y autorizado por el supervisor, que permita mejorar la calidad del soporte, hasta que éste ofrezca la suficiente estabilidad para resistir los esfuerzos debidos al peso propio del terraplén terminado.

Si el proyecto considera la colocación de un geotextil como capa de separación o de refuerzo del suelo, éste se deberá tender conforme se describe en las especificaciones técnicas del proveedor del material.

3.2.2. MATERIALES

Todos los materiales que se empleen en la construcción de terraplenes deberán provenir de las excavaciones de la explanación, de préstamos laterales o de fuentes debidamente aprobadas (zonas de préstamo); deberán estar libres de sustancias deletéreas, de materia orgánica, escombros, raíces y otros elementos perjudiciales. Su empleo deberá ser autorizado por el interventor, quien de ninguna manera permitirá la construcción de terraplenes con materiales de características expansivas o colapsables.

Si por algún motivo sólo existen en la zona materiales expansivos, se deberá proceder a estabilizarlos antes de colocarlos en la obra. Las estabilizaciones podrán efectuarse mediante la adición de cal, pero los detalles técnicos de este proceso de estabilización serán definidos previamente de común acuerdo con el geotecnista a cargo del proyecto.

Respecto a los tamaños de los materiales a emplear en la construcción de terraplenes se recomiendan los valores indicados en la siguiente Tabla No.5:

Tabla No.5

Condición	Partes del Terraplén		
	Base	Cuerpo	Corona
Tamaño máximo	150 mm	100 mm	75 mm
% Máximo de Piedra	30%	30%	-.-
Índice de Plasticidad	< 11%	< 11%	< 10%

En términos generales, los materiales más adecuados para la construcción de terraplenes son:

TIPO DE SUELO	SIMBOLO	PERMEABILIDAD (compactado y saturado)	RESISTENCIA AL CORTE (Compactado y saturado)	COMPRESIBILIDAD (Compactado y saturado)	SUSCEPTIBILIDAD A LA TUBIFICACION	SUSCEPTIBILIDAD AL AGRIETAMIENTO
Gravas arcillosas, mezclas mal gradadas de gravas, arenas y arcillas	GC	impermeable	Buena a regular	Muy buena	Muy baja	Baja
Gravas limosas mal gradadas, mezclas de arena, grava y limos	GM	semipermeable a impermeable	Buena	Despreciable	Alta	Nula
Arenas arcillosas, mezclas de arenas y arcillas mal gradadas	SC	impermeable	Buena a regular	Baja	Baja	Baja
Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal gradadas	SM	semipermeable a impermeable	Buena	Baja	Media	Baja
Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con gravas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras	CL	impermeable	Regular	Media	Alta	Alta a muy alta
Limos inorgánicos y arenas muy finas; arenas finas arcillosas o limosas con ligera plasticidad	ML	Semipermeable a impermeable	Regular	Media	Alta	Muy alta

Información tomada del “Manual de mantenimiento de diques y cauces” de la SA G.

Estos materiales deben tener las siguientes características generales: Índice de plasticidad mayor que seis (6), contenido de arena menor al 35% y un límite líquido menor del 80%.

3.2.3. EQUIPOS

Los equipos a emplear para la construcción de terraplenes deberán ser compatibles con los procedimientos de ejecución adoptados y requieren aprobación previa del supervisor o interventor, teniendo en cuenta que su capacidad y eficiencia se ajusten al programa de ejecución de los trabajos y al cumplimiento de las exigencias de la presente especificación.

3.2.4. MANEJO AMBIENTAL

Todas las determinaciones referentes a la construcción de terraplenes deberán ser tomadas considerando la protección del medio ambiente y las disposiciones vigentes sobre el particular.

En particular, se deberá prestar atención al correcto funcionamiento de los dispositivos de drenaje y a la protección vegetal de los taludes para evitar erosiones y arrastre de partículas sólidas.

Los equipos deberán cumplir las exigencias técnicas ambientales tanto para la emisión de gases contaminantes y ruidos.

Cuando se hace el vaciado de los materiales se desprende una gran cantidad de material particulado, por lo cual se debe contar con equipos apropiados para la protección del polvo al personal; además, se tiene que evitar que gente extraña a las obras se encuentren cerca en el momento que se hacen estos trabajos. Para lo cual, se requiere un personal exclusivo para la seguridad, principalmente para que los niños, no se interpongan en el empleo de la maquinaria pesada y evitar accidentes con consecuencias graves.

Igualmente, cuando se efectúa la adición de cal para la estabilización de materiales expansivos y con el propósito de obtener una mezcla homogénea, en este proceso se producen grandes nubes de polvo de cal. Para evitar este problema, se han hecho pruebas y se ha llegado a practicar un procedimiento mucho más simple, el cual consiste en aplicar la cantidad de cal calculada en el diseño de la estabilización, incorporándola en el agua que se agrega al material arcilloso para proporcionar el grado de humedad óptimo para su compactación, eliminando con ello la indeseable dispersión de cal, así como simplificando enormemente la protección al personal que interviene en los trabajos.

Cuando la autoridad ambiental competente lo permita, la materia vegetal inservible y los demás desechos del desmonte y limpieza se podrán quemar en un momento oportuno y de una manera apropiada para prevenir la propagación del fuego. El constructor será responsable tanto de obtener el permiso para la quema, como de cualquier conflagración que resulte de dicho proceso.

Por ningún motivo se permitirá que los materiales de desecho se incorporen en la construcción de los terraplenes, ni disponerlos a la vista en las zonas o fajas laterales reservadas para el terraplén, ni en sitios donde puedan ocasionar perjuicios ambientales.

Tampoco se permitirá el uso de explosivos para la remoción de escombros o vegetación de gran tamaño.

3.3. REQUERIMIENTOS GENERALES DE CONSTRUCCION

3.3.1. Localización y replanteo de la obra

El contratante suministrará al contratista los planos de diseño detallados, las coordenadas y cotas de las referencias básicas para la localización de las obras. La entrega de las referencias básicas se hará mediante un acta firmada, una vez hayan sido analizadas y verificadas satisfactoriamente por el contratista, quien inmediatamente procederá a realizar el replanteo de la obra.

La conservación de las referencias básicas será por cuenta del contratista, y se requiere la aprobación escrita del contratante para removerlas, sustituir las o modificarlas. El contratista será responsable de las consecuencias de cualquier remoción o daño y de la exacta reinstalación de dichas referencias.

El replanteo y la nivelación de las líneas y puntos secundarios serán hechos por el contratista inmediatamente después de la entrega de los planos y referencias por parte del contratante, de acuerdo con los planos de diseño.

Todas las líneas de ejes y nivelaciones estarán sujetas a la revisión del contratante, pero tal revisión no relevará al contratista de su responsabilidad por la exactitud de tales ejes y niveles.

Las observaciones y los cálculos adelantados por el contratista se registrarán en carteras adecuadas y/o formatos suministrados por el contratante.

Toda la información recopilada por el contratista durante el replanteo de la obra relacionada con la localización precisa de los ejes y niveles, el perfil final del terraplén, su localización planimétrica, secciones y cuadros explicativos, será grabada en un medio magnético (CD) y en un formato legible para el programa AutoCAD y enviada junto con las carteras, formatos y transparentes reproducibles a el contratante, cuando ésta lo solicite; sin embargo toda la información deberá ser entregada al final del Contrato y será requisito indispensable para el pago de la última cuenta.

3.3.2. Base y Cuerpo del terraplén

El Supervisor sólo autorizará la colocación de materiales de terraplén cuando el terreno base esté adecuadamente preparado y consolidado.

El material del terraplén se colocará en capas de espesor uniforme, el cual será lo suficientemente reducido para que, con los equipos disponibles, se obtenga el grado de compactación exigido. Los materiales de cada capa serán de características uniformes. No se

extenderá ninguna capa, mientras no se haya comprobado que la subyacente cumple las condiciones de compactación exigidas.

Se deberá garantizar que las capas presenten adherencia y homogeneidad entre sí.

Será responsabilidad del contratista asegurar un contenido de humedad que garantice el grado de compactación exigido por el diseño en todas las capas del cuerpo del terraplén.

En los casos especiales en que la humedad del material sea considerablemente mayor que la adecuada para obtener la compactación prevista, el contratista propondrá y ejecutará los procedimientos más convenientes para ello, previa autorización del supervisor o interventor, cuando el exceso de humedad no pueda ser eliminado por el sistema de aireación.

Obtenida la humedad más conveniente, se procederá a la compactación mecánica de la capa.

En las bases y cuerpos de los terraplenes, las densidades que se alcancen no serán inferiores a las que den lugar a los correspondientes porcentajes de compactación exigidos.

El espesor de las capas de terraplén será definido por el diseñador y/o por el contratista con base en la metodología de trabajo y equipo disponible, y en ningún caso deberá exceder de trescientos milímetros (300mm) aprobada previamente por el supervisor, que garantice el cumplimiento de las exigencias de compactación uniforme en todo el espesor.

3.3.3. Corona del terraplén

Salvo que los planos del proyecto o las especificaciones particulares establezcan algo diferente, la corona deberá tener un espesor compacto mínimo de quince centímetros (15 cm) los cuales se humedecerán o airearán según sea necesario, y se compactarán mecánicamente hasta obtener los niveles topográficos señalados en los planos de diseño. No obstante lo anterior, se recomienda construir hasta una cota un poco superior a la indicada en los planos, en la dimensión suficiente para compensar los asentamientos producidos por efecto de la consolidación y obtener la rasante final a la cota proyectada.

Si por causa de los asentamientos, las cotas de la corona del terraplén resultan inferiores a las proyectadas, se deberá escarificar la capa superior del terraplén en el espesor que ordene el supervisor y adicionar del mismo material utilizado para conformar la corona, efectuando la homogeneización, humedecimiento o secamiento y compactación requeridos hasta cumplir con la cota de diseño.

3.3.4. Acabado

Al terminar cada jornada, la superficie del terraplén deberá estar compactada y bien nivelada, con declive suficiente que permita el escurrimiento de las aguas lluvias sin peligro de erosión.

3.3.5. Limitaciones en la ejecución

Se recomienda que la construcción de terraplenes sólo se lleve a cabo cuando no haya lluvia y la temperatura ambiente no sea inferior a dos grados Celsius (2°C).

Deberá prohibirse la acción de todo tipo de tránsito sobre las capas en ejecución, hasta que se haya completado su compactación. Si ello no resulta posible, el tránsito que necesariamente deba pasar sobre ellas se distribuirá de manera que no se concentren huellas de rodadura en la superficie.

3.3.6. Estabilidad

El contratista responderá, hasta la aceptación final, por la estabilidad de los terraplenes construidos con cargo al contrato y asumirá todos los gastos que resulten de sustituir cualquier tramo que, a juicio del supervisor y/o interventor, haya sido mal construido por descuido o error atribuible a aquel.

Si el trabajo ha sido hecho adecuadamente conforme a las especificaciones, planos del proyecto e indicaciones del supervisor y resultaren daños causados exclusivamente por lluvias copiosas que excedan cualquier máximo de lluvias de registros anteriores, derrumbes inevitables, terremotos, inundaciones que excedan la máxima cota de elevación de agua registrada o señalada en los planos, se reconocerán al contratista los costos por las medidas correctoras, excavaciones necesarias y la reconstrucción del terraplén, salvo cuando los derrumbes, hundimientos o inundaciones se deban a mala construcción de las obras de drenaje, falta de retiro oportuno de obstrucciones derivadas de operaciones deficientes de construcción imputables al contratista.

3.3.7. Aceptación de los Trabajos

Los trabajos para su aceptación estarán sujetos a lo siguiente:

(a) Controles

Durante la ejecución de los trabajos, el supervisor efectuará los siguientes controles principales:

- Verificar el estado y funcionamiento de todo el equipo utilizado por el contratista.
- Supervisar la correcta aplicación de los métodos de trabajo aceptados.
- Exigir el cumplimiento de las medidas de seguridad y protección del medio ambiente.
- Vigilar el cumplimiento de los programas de trabajo.
- Comprobar que los materiales por emplear cumplan los requisitos de calidad exigidos.
- Verificar la compactación de todas las capas del terraplén.

(b) Calidad de los materiales

De cada procedencia de los suelos empleados para la construcción de terraplenes y para cualquier volumen previsto, se tomarán cuatro (4) muestras y de cada fracción de ellas se determinarán:

- Granulometría
- Límites de Consistencia.
- Abrasión.
- Clasificación.

Cuyos resultados deberán presentados al geotecnista a cargo de los diseños y al supervisor y/o interventor de la obra.

Durante la etapa de construcción, el supervisor y/o interventor examinará las descargas de los materiales y ordenará el retiro de aquellas que, a simple vista, presenten restos de tierra vegetal, materia orgánica o tamaños superiores al máximo especificado.

(c) Calidad del producto terminado

Cada capa terminada de terraplén deberá presentar una superficie uniforme y ajustarse a la rasante y pendientes establecidas.

Los taludes terminados no deberán acusar irregularidades a la vista.

La distancia entre el eje del proyecto y el borde del terraplén no será menor que la distancia señalada en los planos o modificada por el supervisor.

No se tolerará en las obras concluidas, ninguna irregularidad que impida el normal escurrimiento de las aguas.

3.4. COMPACTACION DE LOS DIQUES O TERRAPLENES

3.4.1. Introducción

Desde tiempos pre-históricos el hombre constructor ha reconocido el valor de la compactación del suelo para producir masas fuertes, libres de asentamiento y resistentes al agua. Por más de 2000 años la tierra ha sido aprisionada con maderos pesados, por las pisadas del ganado o compactada por cilindros o rodillos, pero el costo de este trabajo bruto era mayor, en muchos casos, que el valor de la compactación. Por otro lado, si la tierra se descarga meramente en el lugar, y no se compacta, frecuentemente falla por efecto de las cargas y continúa asentándose por décadas. Fue R. R. Próctor quien indicó el camino de la compactación efectiva a bajo costo.

Actualmente existen muchos métodos para reproducir, al menos teóricamente, en laboratorio las condiciones dadas de compactación en terreno. Históricamente, el primer método, respecto a la técnica que se utiliza actualmente, es el debido a R.R. Próctor y que es conocido como Prueba Próctor estándar. El mas empleado, actualmente, es el denominado prueba Próctor Modificado en el que se aplica mayor energía de compactación que el estándar siendo el que está mas de acuerdo con las sollicitaciones que las modernas estructuras imponen al suelo.

La compactación o reducción de la relación de vacíos se produce de varias maneras:

- a) por reordenación de las partículas,
- b) fractura de los granos o de las ligaduras entre ellos seguida por reordenación y
- c) la flexión o distorsión de las partículas y sus capas absorbidas.

La energía que se gasta en este proceso es suministrada por el esfuerzo de compactación de la máquina de compactar. La eficacia de la energía gastada depende del tipo de partículas que componen el suelo y de la manera como se aplica el esfuerzo de compactación.

A continuación hablaremos sobre la maquinaria usada por la compactación, entendiendo por compactar la acción de aplicar durante la construcción del relleno para conformar el cuerpo del terraplén, la energía necesaria para producir una disminución apreciable del volumen de huecos del material empleado y por tanto del volumen total del mismo. Diferenciándose de la consolidación, en que ésta, aunque también disminuye el volumen de huecos dicha reducción no se consigue durante la ejecución de los terraplenes, sino en el transcurso de un plazo de tiempo relativamente largo y debido a pérdida de agua intersticial, por efecto de cargas de servicio móviles o fijas, por agentes atmosféricos, etc.

La necesidad de compactar de manera técnica apareció no hace muchos años debido a la urgencia de utilizar las obras inmediatamente, sin tiempo para que el tráfico o los agentes atmosféricos produjesen los asientos definitivos. Por tanto, los sistemas de compactación se han ido desarrollando paralelamente a la mecanización de las obras, ya que la aplicación de la energía necesaria exige una máquina adecuada en potencia y movilidad, para cada caso.

El problema se presenta porque la energía de compactación necesaria en cada caso no es solamente diferente, sino que también lo es el modo como dicha energía debe ser transmitida al terreno. Esta es la razón de que existan hoy día en el mercado diferentes tipos de máquinas

compactadoras, y como consecuencia, la dificultad inherente de elegir en cada caso el modelo más idóneo.

No quiere decir esto, que un terraplén, con una máquina de un tipo u otro quede mejor o peor compactado. Con cualquier máquina, por poco específica que esta sea, podemos obtener una compactación satisfactoria. Lo que ocurrirá es que se gastará mucha más energía de compactación y como consecuencia lógica más tiempo, más dinero, etc., si no elegimos la máquina adecuada.

Por lo tanto, el problema más importante en la compactación es elegir la máquina adecuada para cada trabajo. Para dicha elección tenemos hoy en día unas ideas generales, consecuencia de ensayos prácticos más o menos guiados por teorías, que nos permiten de entrada y a la vista de las principales características del material a compactar, decidir el tipo de máquinas más idóneo. Los factores principales que influyen en la capacidad de compactación de los suelos, son la composición granular y el contenido de humedad.

Dentro de la composición granular, lo más importante es el tamaño del grano, mucho más — incluso — que la composición del mismo. El contenido de humedad es el otro factor importante en la compactación. Se debe determinar el valor más favorable mediante el ensayo de próctor, que nos dá la relación entre el contenido de humedad y la densidad del terraplén.

Así vemos que la densidad seca máxima crece con la energía de compactación. La humedad óptima depende de la energía utilizada para compactar. El agua al actuar como lubricante de las partículas facilita una mejor imbricación (*disposición de los elementos de una cosa de modo que unos se superponen parcialmente sobre otros, como las tejas de un tejado o las escamas de los peces*) entre ellas, pero si hay exceso de la misma, parte de la energía de compactación se pierde en expulsar el agua, por lo que aparece lógicamente la existencia de un porcentaje óptimo, que es necesario determinar en cada caso. Ahora bien, como la corrección de humedad de un material es difícil y costosa, conviene evitarla, siendo preferible utilizar energías de compactación elevadas que permitan conseguir densidades secas superiores en un campo de humedades más amplio.

Hay de todas formas suelos que presentan más o menos dificultad de compactar. Entre los primeros están los cohesivos en general, los de granulometría uniforme, no cohesivos o débilmente cohesivos, con un coeficiente de desigualdad pequeño, rocas ligeras y rocas pesadas. Entre los suelos fáciles, tenemos las arenas bien gradadas no cohesivas o poco cohesivas a partir de un valor mediano de coeficiente de desigualdad, mezclas de arena y gravillas bien gradadas, no cohesivas o poco cohesivas con iguales coeficientes y, en general, todos los suelos no cohesivos o escasamente cohesivos aun con relativamente pequeñas desigualdades de grano.

El suelo, como cualquier elemento natural, posee un equilibrio entre los diversos factores que lo influyen. Un cambio de este equilibrio puede provocar una alteración física, química o biológica. La compactación es la principal causa de alteración del suelo.

Hay dos situaciones con elevado riesgo de compactación: áreas con fuerte tránsito de vehículos y personas, y áreas cercanas a lugares en construcción. Hay suelos con una tendencia más o menos acentuada a la compactación, en función de la composición, estructura y contenido de

humedad. Las constructoras a menudo trabajan con maquinarias muy pesadas, sin delimitar la zona en la que se encuentran y se plantarán árboles. Se desconoce cuál es la superficie que abarca el sistema radicular, así como, se ignoran los efectos derivados de la compactación y dificultad que se encuentran para intentar resolverlo.



Fotografía 36. Bulldozer en etapa de extendido del material para luego ser compactado

3.4.2. Características generales de la compactación de los suelos

La compactación de los suelos se produce por la reorientación de las partículas o por la distorsión de las partículas y sus capas absorbidas. En un suelo no cohesivo la compactación ocurre mayormente por la reorientación de los granos para formar una estructura más densa. La presión estática no es muy efectiva en este proceso porque los granos se acúñan unos contra otros y resisten el movimiento.

Si los granos se pueden liberar momentáneamente por aplicación de vibración, las presiones, aun las ligeras, son efectivas para forzarlos a formar una distribución más compacta. El agua que fluye también reduce el rozamiento entre las partículas y hace más fácil la compactación, sin embargo el agua en los poros también impide que las partículas tomen una distribución más compacta. Por esta razón la corriente de agua sólo se usa para ayudar a la compactación, cuando el suelo es de granos tan gruesos que el agua abandona los poros o huecos rápidamente.

En los suelos cohesivos la compactación se produce por la reorientación y por la distorsión de los granos y sus capas absorbidas. Esto se logra por una fuerza que sea lo suficientemente grande para vencer la resistencia de cohesión por las fuerzas entre las partículas.

Para lograr una compactación eficiente en los suelos no cohesivos se requiere una fuerza moderada aplicada en una amplia área, o choque y vibración. La compactación eficiente en los suelos cohesivos requiere presiones más altas para los suelos secos que para los húmedos, pero el tamaño del área cargada no es crítico. La eficiencia se mejora aumentando la presión durante la compactación a medida que el peso específico y la resistencia aumenta.

3.4.3. Objetivos de la compactación

Las obras hechas con tierra, ya sea un relleno para una carretera, un terraplén para una presa o dique, el soporte de una edificación o la subrasante de un pavimento, debe llenar ciertos requisitos:

1. Debe tener suficiente resistencia para soportar con seguridad su propio peso y el de la estructura o las cargas de las ruedas.
2. No debe asentarse o deformarse tanto, por efecto de la carga, que se dañe el suelo o la estructura que soporta.
3. No debe ni retraerse ni expandirse excesivamente.
4. Debe conservar siempre su resistencia e incompresibilidad.
5. Debe tener la permeabilidad apropiada o las características de drenaje para su función.

3.4.4. Proceso de compactación en campo

La compactación se define como un proceso mecánico mediante el cual se logra la densificación del suelo al reducirse los espacios vacíos por la expulsión de parte del aire contenido en ellos a través de la aplicación de una determinada carga. No todo el aire puede ser expulsado durante este proceso por lo que el suelo se considera parcialmente saturado. Este proceso, para obtener un mejor resultado, implica el uso de las distintas máquinas que se nombran a continuación.

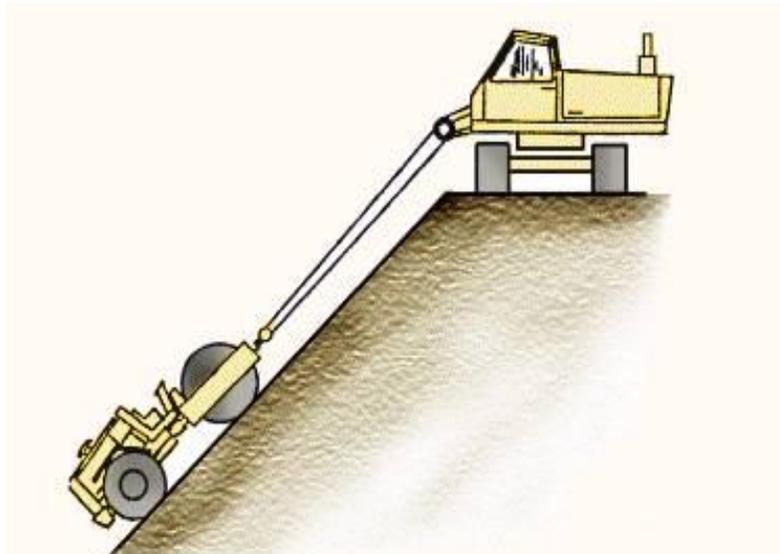


Figura 19. Compactación de taludes con ayuda de grúas o tractores

3.4.5. Clasificación de las máquinas de compactación

Tras estas ideas generales sobre compactación, pasemos ahora a clasificar las máquinas compactadoras según sus diferentes principios de trabajo:

- 1) Por presión estática.
- 2) Por impacto.
- 3) Por vibración.

Las primeras trabajan fundamentalmente mediante una elevada presión estática que debido a la fricción interna de los suelos, tienen un efecto de compactación limitado, sobre todo en terrenos granulares donde un aumento de la presión normal repercute en el aumento de las fuerzas de fricción internas, efectuándose únicamente un encantamiento de los gruesos. Las segundas, de impacto, trabajan únicamente según el principio de que un cuerpo que choca contra una superficie, produce una onda de presión que se propaga hasta una mayor profundidad de acción que una presión estática, comunicando a su vez a las partículas una energía oscilatoria que produce un movimiento de las mismas. Las últimas, o sea, las de vibración, trabajan mediante una rápida sucesión de impactos contra la superficie del terreno, propagando hacia abajo trenes de ondas, de presión que producen en las partículas movimientos oscilatorios, eliminando la fricción interna de las mismas que se acoplan entre sí fácilmente y alcanzan densidades elevadas. Es pues, un efecto de ordenación en que los granos más pequeños rellenan los huecos que quedan entre los mayores. Por lo tanto, ya vemos que según sea el material, capaz de ser ordenado o no, este sistema de compactación por vibración, será más o menos efectivo. Según propia experiencia y a título orientativo voy a ir hablando a continuación de los diversos tipos de máquinas, con expresión más o menos concreta de los trabajos de compactación que a cada una de ellas se les debe encomendar.

1) Máquinas que compactan por presión estática:

- 1.1.) Apisonadoras clásicas de rodillos lisos.
- 1.2.) Rodillos “patas de cabra”.
- 1.3.) Compactadores de ruedas neumáticas.

1.1.) APISONADORAS CLASICAS DE RODILLOS LISOS.- En estas apisonadoras la característica más importante es la presión que ejercen sobre el terreno. Se considera un área de contacto en función del diámetro de los rodillos, peso de la máquina y tipo de suelo, a través del cual se transmite la presión estática. Estas máquinas, aunque muy empleadas, la verdad es que su efecto de compactación alcanza muy poca profundidad en suelos coherentes.

En los no coherentes, causan desgarros en la superficie, transversales a la dirección de la marcha, destruyendo de esta manera parte de su propio trabajo. Sin embargo son útiles para el planchado de macadam y sellado de superficies regadas con emulsiones asfálticas. Su utilización máxima la tienen hoy día en las primeras pasadas de compactación de aglomerados asfálticos. Nosotros hemos combinado los triciclos de 16 Tn. con los tamaños de 10 Tn. siendo suficientes para compactar con cuatro a seis pasadas capas de 1~9 centímetros.

Para que no se adhiera la mezcla asfáltica van provistas de depósitos de agua que mojan constantemente los rodillos. La pericia del maquinista es muy importante, sobre todo, para borrar sus propias huellas y no enrollar, el material delante de los rodillos, para lo cual hay que esperar a que la mezcla se enfríe algo y alcance la temperatura adecuada.

1.2.) RODILLOS “PATAS DE CABRA”.- Estos Compactadores concentran su peso sobre la pequeña superficie de las puntas tronco cónicas solidarias al rodillo, ejerciendo por lo tanto unas presiones estáticas muy grandes en los puntos en que las mencionadas partes penetran en el suelo. Conforme se van dando pasadas y el material se compacta, dichas partes profundizan cada vez menos en el terreno, llegando un momento en que no se aprecia mejora alguna, pues la superficie, en una profundidad de unos 6 centímetros siempre quedará distorsionada. Al pasar la máquina sobre la nueva capa de material se compacta perfectamente esa superficie distorsionada de la capa anterior.



Fotografía 37. Apisonadora de rodillos lisos

Fotografía 38. Rodillo “Patas de cabra”



Fotografía 39. Apisonadora clásica de rodillo liso delantero y ruedas neumáticas traseras

Este tipo de compactador trabaja bien con suelos cohesivos, sin piedras, en capas de 20 cm. Con humedad adecuada, se consiguen resultados satisfactorios en unas 8 a 10 pasadas. Debido a su alta presión específica (15 a 30 kg/cm²) y a los efectos de amasado que producen las partes, compactan bien los suelos altamente plásticos, con poco contenido de agua e incluso pobres de aire y de vacíos. Como se trata de una máquina muy sencilla y robusta, el rendimiento que se

obtiene es francamente bueno. Los pesos de estos compactadores oscilan entre 1.000 y 8.000 kg., pudiendo acoplarse en paralelo o en también varias unidades para obtener mejores rendimientos. Existen varios tipos de compactador fundados en el mismo principio, con los que se consiguen también presiones específicas altas, solo con modificar las superficies de contacto tales como rejas, trenes de ruedas pequeñas, etc.

1.3.) COMPACTADORES CON RUEDAS NEUMATICAS.- Estas máquinas trabajan principalmente por el efecto de la presión estática que producen debido a su peso, pero hay un segundo efecto, debido al modo de transmitir esta presión por los neumáticos que tiene singular importancia. Las superficies de contacto de un neumático dependen de la carga que soporte y de la presión a que este inflado, pero la presión que transmite al suelo el neumático a través de la superficie elíptica de contacto no es uniforme. Por lo tanto y para simplificar el problema se emplea el término “presión media” de contacto que se obtiene dividiendo la carga sobre cada rueda por la superficie de contacto. Estas superficies de contacto se obtienen para las diferentes presiones de inflado y cargas sobre rueda, marcando las huellas de contacto sobre una placa de acero con el neumático en posición estática. Es norma general esperar una presión del orden del 90 % de la presión en la superficie a profundidades de 70 cm. y actuando en un ancho de unos 2/3 del ancho de la huella del neumático.

Esto obliga a las máquinas compactadoras de estos tipos a procurar un cierto solape entre las huellas de los neumáticos delanteros y traseros. Un compactador de neumáticos inflado a poca presión da unas superficies de contacto cóncavas y en los bordes del neumático en los que la cubierta recibe el apoyo estructural de los laterales aparecen unas presiones horizontales adicionales que ayudan a la asentamiento de las partículas y a su mezclado.

Los neumáticos para compactadores deben ser de banda de rodadura ancha y lisa y capaces de ejercer una presión media de contacto entre 60 y 90 p.s.i. uniformemente sobre la superficie de contacto ajustando lastre y presión de inflado.

1.3.1) COMPACTADORES CON RUEDAS NEUMATICAS AUTOPROPULSADAS.- Equipados, generalmente, con dos ejes, con pesos normales entre 9 y 15 toneladas y con 8 hasta 13 neumáticos, son apropiados para suelos coherentes de granulado fino y arenas y graves bien graduadas. Los que conocemos por <<13 ruedas>>, son específicos para cerrar los aglomerados asfálticos. Son máquinas complicadas que exigen entretenimiento cuidadoso; la altura de tongadas suele variar de 15 a 20 cm., y requieren 8/12 pasadas. Su velocidad de trabajo oscila sobre los 3 km./in.

1.3.2) COMPACTADORES CON RUEDAS NEUMATICAS REMOLCADOS.- Por lo general poseen un solo eje y pocos neumáticos, con pesos de trabajo hasta de 200 Tn. Son apropiados para terrenos cohesivos, margas (*la marga es un tipo de roca sedimentaria compuesta principalmente de calcita y arcillas*), zahorras (*material formado por áridos no triturados, suelos granulares, o una mezcla de ambos*), etc., influyendo poco los grandes tamaños de piedra. Estas máquinas son muy sencillas y no requieren más cuidado que el vigilar las presiones de los neumáticos. Los grandes compactadores de este tipo hay que arrastrarlos con bulldozers de grandes potencias y por lo tanto requieren para su buena utilización grandes áreas de trabajo. Se pueden compactar bien zonas, algo cohesivas, en capas de 30 a 40 cm. en 6 u 8 pasadas con un compacto de 100 Tn., arrastrado por un bulldozer D-8.

Naturalmente, que cualquier máquina o vehículo, en el sentido más amplio del concepto de compactación, se puede considerar un compactador por presión estática, ya que su peso actuando a través del área de contacto de sus elementos de soporte, produce una presión sobre el terreno y como tal un efecto de consolidación. En este sentido, las propias máquinas para el movimiento de tierras ejecutan un trabajo de compactación que en muchos casos puede ser importante. Normalmente el material de relleno es transportado con equipos pesados, precisamente circulando por encima de los propios terraplenes en ejecución. Estas máquinas transmiten cargas considerables al terreno y en consecuencia actúan como compactadores.

Como esta máquina suele ir equipada con ruedas neumáticas su efecto es similar al que produce los compactadores neumáticos.

2.) Máquinas que compactan por impacto:

Vamos a considerar ahora algunas máquinas de compactación que trabajan según el principio de impacto:

2.1.) Placas de caída libre.

2.2.) Pisones de explosión.

2.1.) PLACAS DE CAIDA LIBRE.- Se trata de unas placas de hierro de superficie de contacto lisa de 0,5 m², de forma rectangular y con un peso que oscila entre las 2 y 3 Tn., las cuales se elevan mediante cables hasta una altura de 1,5 a 2 m. sobre el suelo y se les deja caer libremente sobre el mismo. Para ello se necesita una máquina adicional tal como una excavadora, grúa, etc. La presión de contacto que produce la caída es muy alta y comprime en combinación con una cierta sacudida hasta los suelos pesados, rocosos. Es únicamente en la compactación de roca donde puede ser interesante.

2.2.) PISONES DE EXPLOSION.- Este tipo de máquina se levanta del suelo debido a la explosión de su motor, que por reacción contra el mismo produce la suficiente fuerza ascendente para elevar toda ella unos 20 cm. Al caer ejerce un segundo efecto compactador dependiente de su peso y altura de elevación. Estos pisones son muy apropiados para suelos cohesivos, aunque también dan resultado con otra clase de materiales. Son muy buenos para la compactación de zanjas, bordes de terraplenes, cimientos de edificios, etc. La habilidad del operador es decisiva en el rendimiento y calidad del trabajo. Los pisones grandes, de 500 a 1.000 kg., llegan a compactar incluso capas de unos 30 centímetros de espesor en 4 ó 6 pasadas.

3.) Máquinas que compactan por vibración:

3.1.) Placas vibrantes.

3.2.) Rodillos vibratorios.

Aspectos generales.

La máquina que compacta por vibración, hoy día es quizá la máquina más utilizada. En los últimos años ha sido tal el número de tipos y marcas disponibles en el mercado, que casi resulta materialmente imposible conocerlas todas.

Se han empleado en la compactación de toda clase de suelos sin distinción: bases granulares artificiales, sub-bases naturales, suelo-cementos, rellenos rocosos, asfaltos, arcillas, arenas, etc., y naturalmente, el éxito ha sido variable. Hay que considerar primordialmente los efectos de resonancia. Esta es función, por una parte, de la composición o tipo del terreno, contenido de humedad del mismo, etc., y por otra, del propio vibrador. Es decir, que lo importante es la adecuación de frecuencia de resonancia del suelo y de la mesa del vibrador. Hay un rango de resonancias suelo-vibrador para las cuales el efecto de ordenación granular y en consecuencia la compactación da mejores resultados.

Hace algunos años, como la industria nacional no construía este tipo de maquinaria y la importación era dificultosa, se construyeron rodillos vibratorios; las características principales son 3.000 kg. de peso propio, remolcados y con transmisión de fuerza desde el tractor de arrastre. Diversos ensayos efectuados con los prototipos marcaron una serie de criterios que después se han visto confirmados en obra. Se identificó que la amplitud y la frecuencia de la vibración influían grandemente en los rendimientos. Para cada tipo de suelo y el mismo contenido de humedad, existían para la misma máquina unas amplitudes y frecuencias con las que se obtenían mejores resultados. En general, se observó que material es con cierto contenido de arcilla compactaba mejor con frecuencias bajas y amplitudes altas. También resultó claro que materiales granulares no cohesivos bien gradados compactaban mucho mejor con frecuencias altas y amplitudes bajas.

De estos análisis se obtuvo la conclusión de que en una buena máquina vibratoria debía de poderse modificar la frecuencia y la amplitud de vibración de una manera fácil, al objeto de poder elegir en cada caso —a la vista de los materiales a compactar— los valores más idóneos.

La variación de frecuencia se consiguió con una caja de cambios, que unida a la del tractor, variaba de 1.000 a 1.800 r.p.m. La velocidad de giro del eje excéntrico. Para variar la amplitud, se aumentaron o disminuyeron los contrapesos excéntricos, así como también la presión de los neumáticos soporte del eje excéntrico.

Otra característica que hay que tener en cuenta con las máquinas vibratorias es la de su peso estático, ya que el efecto vibratorio sobre el suelo es función del peso estático de la máquina y del movimiento vertical y horizontal.

3.1.) PLACAS VIBRANTES.-Consisten en una plancha base que produce un golpeteo en sentido vertical, debido al movimiento giratorio de un plato excéntrico accionado por un motor. Las fuerzas vibratorias generadas son mayores que el peso de la máquina y por lo tanto la máquina se levanta del suelo en cada ciclo de rotación del plato excéntrico, como ya se explicó anteriormente. El movimiento de traslación se consigue utilizando parte de la energía de vibración según la componente horizontal. Hay placas vibrantes con alta frecuencia (> 40 ciclos/seg.), que funcionan muy bien con suelos cohesivos, arenas y gravas, pero la capa superior de unos 5 cm. de espesor queda removida por efecto de las vibraciones sin sobrecarga.

Las placas con frecuencias bajas (< 30 ciclos/seg.) disminuyen este efecto de superficie y sin embargo en las capas profundas producen buenos resultados en suelos algo cohesivos. Estas máquinas son útiles para trabajos pequeños, tales como relleno de zanjas. Sin embargo, se pueden unir 2, 3 ó más vibradores de placa en paralelo y obtener de esta manera una poderosa máquina de compactación. Se han compactado terrenos naturales poco cohesivos (grava

arenosa) en capas de 15 a 20 cm. con bandejas vibratorias de unos 600 kg. con buenos rendimientos. También se pueden montar sobre vehículos de orugas una serie de placas vibratorias con la ventaja de que no gastan energía en el movimiento de traslación y al ser la marcha del vehículo más regular y en ambos sentidos se obtienen mejores rendimientos.

3.2.) RODILLOS VIBRATORIOS

3.2.1.) AUTOPROPULSADOS.

Son máquinas que precisamente por su condición están un poco entre las apisonadoras estáticas clásicas y el rodillo vibratorio remolcado. Para algunos trabajos en que la maniobrabilidad es importante o bien que se requiera previamente a la vibración un “planchado”, son muy útiles.

Su empleo está indicado en los suelos granulares bien gradados sobre todo cuando los tajos son estrechos y no permiten dar la vuelta fácilmente a los rodillos remolcados. Tienen el inconveniente, desde el punto de vista de maquinaria, de que son bastante más complicados, requieren más entrenamiento y por último, al tener que ir los maquinistas vibrando sobre la máquina, estos suelen arreglárselas para que esta vibre lo menos posible en frecuencia y tiempo, con el consiguiente empeoramiento del rendimiento. También suelen aparecer problemas de adherencia entre las ruedas motrices y el suelo cuando su contenido de humedad es elevado o se presentan pendientes fuertes. . Con máquinas de peso propio de 4 Tn. Se han compactado, con 8 ó 10 pasadas capas de 15 cm. de bases granulares artificiales en obras de carreteras. Estas máquinas en su versión pesada (sobre 8 Tn.) donde verdaderamente tienen una aplicación interesante es en la compactación de hormigones asfálticos.

3.2.2.) RODILLOS VIBRANTES REMOLCADOS.

Forman hoy día la gama más extensa de máquinas de compactación. Los hay desde diámetros y pesos casi ridículos, hasta diámetros de 2 metros y 10 toneladas, de peso propio. Para los inferiores a 1.000 kilogramos, se puede aplicar casi todo lo dicho referente a placas vibratorias, con ventajas e inconvenientes según la particularidad de cada tipo. La gama de los de 3.000 a 5.000 kg. forman un tipo interesante de máquinas. Pueden ser con motor incorporado para producir la vibración o bien producir ésta por medio de una transmisión elástica a partir del toma fuerzas del tractor.

Son muy apropiados para compactar arenas y gravas no cohesivas o ligeramente cohesivas, así como terrenos naturales rocosos, siempre que los fragmentos de roca sean pequeños. En suelos cohesivos no dan buen resultado pues la vibración que produce en las partículas, no suele ser suficiente para vencer la cohesión existente entre ellas y como consecuencia su efecto sobre el material, es el puramente estático. De este tipo de máquinas se tiene gran experiencia y se puede asegurar que es la ideal para compactar zahorras, bases, sub-bases, suelo-cementos, etc.

En capas de 20 ó 30 cm., entre 6 y hasta 10 pasadas y a velocidad de trabajo alrededor de los 20 metros por minuto, se han obtenido buenos rendimientos y magníficos resultados. Suele ser una máquina sin problemas, con la que se consigue trabajar turno tras turno sin otras paradas que las propias por su mantenimiento. El mayor cuidado hay que prestarlo en las que llevan motor incorporado, ya que por muy bien aislado que se encuentre de la vibración propia de la máquina, es imposible hacerla desaparecer totalmente.

3.2.3.) COMPACTADORES VIBRATORIOS “PATAS DE CABRA”.

Estos rodillos fueron contruidos pensando en compactación de suelos cohesivos y en particular en los terrenos arcillosos, pues al concentrar las fuerzas estáticas y dinámicas sobre áreas pequeñas, es más fácil conseguir la energía necesaria y suficiente para romper las fuerzas de cohesión (de naturaleza capilar), entre sus partículas. Las patas de estos rodillos producen una acción mezcladora y rompedora muy beneficiosa, sobre todo si el terreno no es homogéneo.

También favorecen la unión entre las diferentes capas, pues al quedar la superficie de cada capa distorsionada, esta se compacta junto con la siguiente eliminando la tendencia hacia la laminación o separación de éstas.

3.2.4.) SUPERCOMPACTADORES PESADOS REMOLCADOS.

Se refiere a los que poseen peso propio entre 8 y 10 toneladas. De ellos únicamente se puede decir que además de poder realizar el mismo trabajo que los de series anteriores, más ligeras, pero en capas de mayor espesor, son especialmente indicados para la compactación de suelos rocosos no cohesivos o ligeramente cohesivos. Para la compactación de roca, el espesor de la capa debe ser función del tamaño máximo y del porcentaje de granos finos. Se ha visto que empleando un compactador remolcado de 8,5 Tn. S.A.W. (ABG), la compactación de zahorras algo cohesivas, es efectiva en capas de un metro hasta las capas inferiores de la misma, donde se alcanzaron las densidades exigidas en 6-8 pasadas. La cara superior quedaba movida por efecto de una vibración secundaria que produce una resonancia en las partículas de la capa superior del terreno.

Naturalmente, este efecto descompactador no alcanzaba más que 5 ó 10 cm. de espesor en la superficie y únicamente había que tenerlo en cuenta, para no considerar estos centímetros al sacar las muestras para el Próctor. Al compactar la capa siguiente estos 5 ó 10 cm. quedaban convenientemente compactados.

En una presa de escollera construida en Alemania, en las proximidades de Nehein-Husten, concretamente en Ronkhausen/Arnsberg, para observar el trabajo de compactación que se efectuaba con rodillos vibratorios de 8,5 Tn., sobre material rocoso de pizarras arcillosas, en los comienzos de la obra prepararon una serie de ensayos en el propio tajo para determinar el espesor de las capas y número de pasadas de compactación correspondientes. Con las referidas máquinas y variando el número de pasadas, compactaron diversos espesores de capa, determinando las densidades obtenidas haciendo hoyos de 2 x 2 x 2 mts aproximadamente y pesando el material extraído. Luego colocaban un plástico pegado a las paredes y rellenaban el hueco con agua o arena que iban midiendo hasta alcanzar la rasante del hoyo. De este modo determinaban el volumen del hueco y con él medían la densidad obtenida en cada caso.

De este modo fijaron 80 centímetros de espesor de capa y 6 pasadas de compactador. Estos eran los únicos controles que se verificaban en la obra. Este procedimiento de ensayar la máquina más adecuada en cada caso, incluso determinar lo más cuidadosamente posible el número de pasadas, espesor de capa, humedad óptima en la práctica, etc., es el único método realmente eficaz para elegir la máquina y sus circunstancias de trabajo.

3.4.6. Métodos para la compactación según el tipo de material.

Los métodos corrientes de compactación de terraplenes artificiales se dividen en tres grupos:

- 1.- los adecuados para suelos no cohesivos,
- 2.- los adecuados para suelos arenosos o limosos con cohesión moderada y
- 3.- los adecuados para arcillas.

Finalmente, se tratan los métodos para compactar superficies naturales de suelos en su lugar de origen.

COMPACTACION DE SUELOS NO COHESIVOS.

Los métodos para compactar arena y grava, colocados en orden de decreciente eficiencia son: vibración, mojado y rodamiento. En la práctica, se han utilizado también combinaciones de estos métodos. Las vibraciones pueden producirse de una manera primitiva apisonando con pisones a mano, o con pisones neumáticos, o bien dejando caer un peso grande desde cierta altura; un metro, por ejemplo. Empero, la compactación alcanzada con estos procedimientos es muy variable, pues depende en gran parte de la frecuencia de las vibraciones. Los mejores resultados se obtienen con máquinas que vibran a una frecuencia cercana a la de resonancia del conjunto suelo-vibrador.

Por medio de rodillos de 5 a 15 Tn, equipados con vibradores que operan a frecuencias comprendidas entre 1100 y 1500 pulsos por minuto, se ha obtenido la compactación efectiva de arena gruesa, grava y de enrocado de piedra partida con partículas de tamaños comparables (Bertram, 1963). El material se riega en capas de 30 a 40 cm de espesor, habiéndose obtenido en algunas obras una compactación adecuada de capas de espesor mayor, aún cuando en estos casos es difícil evitar la segregación durante el regado del material. El tamaño máximo de las partículas está limitado únicamente por el espesor de las capas. Entre 2 a 4 pasadas de tales rodillos tirados a una velocidad que no exceda de alrededor de 3 km. por hora suele resultar adecuada para alcanzar un alto grado de compactación. No es necesario un control en el contenido de humedad. Tal tipo de materiales han sido también compactados por medio de rodillos neumáticos tirados por tractores diesel montados sobre cubiertas pesadas. Durante el proceso de compactación se puede agregar agua. Mucha de la compactación que se obtiene en estas condiciones deriva de la producida por el tractor más que por el rodillo. Se necesitan normalmente entre 6 y 8 pasadas del equipo sobre un mismo lugar para obtener un grado satisfactorio de compactación, siempre y cuando el material sea depositado en capas de un espesor no mayor de 30 cm.

Cuando se trata de compactar áreas limitadas, pueden resultar adecuados los compactadores manuales mecánicos o los operados a motor. El peso de estos compactadores varía entre varios cientos de kilogramos a varias toneladas y la fuerza pulsante que entregan al terreno, a una frecuencia aproximada a la de resonancia del compactador y el suelo se transfiere a través de una chapa plana o de un rodillo. El espesor de las capas que pueden compactarse efectivamente varía entre 10 y 20 cm. La compactación con agua se fundamenta en el hecho de que la presión de filtración del agua que escurre hacia abajo rompe los grupos de granos inestables y la

inundación temporal elimina, por lo menos brevemente, las fuerzas capilares. Es mucho menos efectivo que la compactación por vibración.

Los rodillos no vibratorios son relativamente inefectivos para compactar suelos no cohesivos, obteniéndose los mejores resultados cuando la arena está prácticamente saturada. No obstante, en arena limpia, el agua se escurre rápidamente y puede no resultar práctico mantener el material en un estado de saturación.

COMPACTACION DE SUELOS ARENOSOS O LIMOSOS CON COHESION MODERADA.

A medida que aumenta la cohesión, disminuye rápidamente la eficacia de las vibraciones como medio de compactación, pues por pequeña que sea la adherencia entre partículas, esta interfiere con su tendencia a desplazarse a posiciones más estables. Además, la baja permeabilidad de estos suelos hace inefectiva la inundación con agua. En cambio, la compactación por capas utilizando rodillos ha dado muy buenos resultados.

Hay dos tipos de rodillos en uso general: **neumáticos** y **patas de cabra**. Los RODILLOS NEUMATICOS, se adaptan mejor para compactar los suelos arenosos ligeramente cohesivos, los suelos compuestos cuyas partículas se extienden desde el tamaño de las gravas a la del limo v los suelos limosos no plásticos. Los RODILLOS PATA DE CABRA, tienen su máxima eficacia con los suelos plásticos.

Los Rodillos Neumáticos consisten usualmente en un sistema soportado por una única fila de 4 ruedas equipadas con neumáticos inflados a presiones que oscilan entre 50 v 125 libras por pulgada cuadrada (3,5 a 9 kg/cm²). Las ruedas están montadas en tal forma que el peso que se trasmite y se distribuye uniformemente entre las mismas, aun cuando la superficie del terreno no esté nivelada.

Para terraplenes y para presas de embalse es práctico y usual utilizar rodillos de 50 Tn. con presiones de inflado de las cubiertas mucho más altas y capas de espesor compactado que varía entre 15 y 30 cm. Se requieren usualmente de 4 a 6 pasadas para alcanzar la compactación requerida.

La superficie cilíndrica de los Rodillos Patas de Cabra viene provista de salientes prismáticos, o partes, con una frecuencia de 1 por cada 700 cm² de superficie cilíndrica del rodillo. Los rodillos que se usan comúnmente en la construcción de presas de tierra tienen un diámetro de 1,50 y una longitud de aproximadamente 2 m., cargados pesan alrededor de 15 Tn. Las salientes tienen una longitud mínima de 23 cm y una superficie que varía entre 30 y 100 cm².

Según el tamaño del pié, la presión de contacto varía entre aproximadamente 20 y 40 kg/cm².. El numero requerido de pasadas debe ser determinado en el terreno por medio de ensayos realizados con pequeños terraplenes experimentales. Se obtiene generalmente la compactación satisfactoria después de 6 pasadas de rodillo (Turnbull y Shockley, 1958).

Cualquiera que sea el tipo de equipo de compactación disponible y el grado de cohesión del suelo, la eficacia del procedimiento de compactación depende en gran medida del contenido de humedad del suelo. Esto es especialmente cierto para los suelos finos y uniformes de muy baja

plasticidad pues, a menos que su contenido de humedad sea casi exactamente igual al óptimo, no pueden compactarse de ninguna manera. Si se construye un terraplén de ensayo con suelo de propiedades uniformes bajo condiciones de un cuidadoso control en el terreno, y si el espesor de las capas, el tipo de compactación y el número de pasadas se mantienen todas constantes, se descubre que la efectividad de la compactación depende solo del contenido de humedad del suelo de la capa durante la compactación.

La efectividad de la compactación se mide por el peso de los sólidos por unidad de volumen, es decir, por lo que se conoce como densidad seca. La forma de la pata y la superficie de apoyo más adecuadas dependen del tipo de suelo. Hay una tendencia hacia el uso de patas tronco piramidales que evitan el arado del suelo a su paso. La superficie de apoyo más efectiva es en cierta medida función de la plasticidad y constitución granulométrica del suelo. En suelos uniformes finos, cuanto más limoso y menos plástico el suelo, mayor es la superficie de la pata a usar. Se están usando también con buen resultado Rodillos Pata de Cabra Vibrantes y Rodillos Libres Vibrantes, similares a los utilizados para compactar arena. Con rodillos libres de un peso de unas 8 t/m de longitud y una frecuencia de unas 1200 vibraciones por minuto en 6 a 8 pasadas se compactan capas de hasta 30 y 40 centímetros de espesor. En estos casos, tanto para los rodillos pata de cabra como para los libres, la acción principal de las vibraciones es la de aumentar el efecto gravitacional del peso del rodillo.

CURVA DE COMPACTACION Y SATURACION TOTAL.

Para las condiciones del ensayo, la densidad seca que corresponde a la cima de la curva se conoce como máxima densidad seca o densidad seca para el 100% de compactación, y el correspondiente contenido de humedad se designa como el contenido óptimo de humedad.

Ninguna de estas cantidades es una propiedad del suelo en sí mismo. Si, por ejemplo, todas las condiciones se mantienen inalteradas menos el peso del rodillo y se utilice uno más liviano, el valor de la máxima densidad seca, como lo indica la curva: a) es menor y el contenido óptimo de humedad mayor que para un rodillo más pesado. Un incremento en el número de pasadas de un rodillo liviano puede aumentar la máxima densidad seca pero, aun cuando se pudiese alcanzar un valor comparable al de la curva, b) es casi seguro que el contenido óptimo de humedad que corresponde al nuevo valor resultará mayor que el obtenido para un rodillo más pesado.

Cambios similares en las relaciones humedad - densidad para un suelo dado acompañan la variación en espesor de las capas y el tipo o peso del equipo de compactación. Por tanto, el término 100 % de compactación o contenido óptimo de humedad para un suelo dado tiene significación específica solo en relación con un determinado procedimiento de compactación.

No obstante, para cualquier material potencial de préstamo es esencial conocer, antes de iniciar la construcción, si para el procedimiento de compactación que se piensa especificar el contenido de humedad en el terreno es excesivo o deficiente con respecto al valor óptimo que corresponde a dicho procedimiento. Más aun, durante la colocación de un terraplén, el ingeniero debe tener los medios para determinar si la compactación especificada se está alcanzando adecuadamente, aun cuando las características del material de préstamo cambie de tiempo en tiempo. Estos requerimientos han conducido al desarrollo de los ensayos de

compactación de laboratorio. El propósito de todo ensayo de compactación de laboratorio es determinar una Curva Humedad-Densidad comparable a la que le corresponde al mismo material cuando se compacta en el terreno por medio del equipo y procedimiento que se pretende utilizar. Los métodos más corrientes para este propósito se han derivado de uno desarrollado por el Departamento de Caminos de California en los primeros años de la década de 1930 cuando el equipo de compactación que se utilizaba era de un peso relativamente bajo.

De acuerdo con este procedimiento, conocido como el ensayo Próctor normal (Próctor 1933, ASTM D-698-58T), se seca y pulveriza una muestra de suelo, la que se separa en dos fracciones pasándola por el tamiz N° 4. Unos 3 kg. de la fracción que pasa se humedecen con una pequeña cantidad de agua y se mezclan cuidadosamente para producir una parte húmeda que se apisona en tres capas iguales dentro de un recipiente cilíndrico de dimensiones especificadas. Cada capa se compacta con 25 golpes de un pistón normalizado que se deja caer desde una altura de 30 cm. Una vez llenado el cilindro, se enrasa el suelo con su borde superior y se determina: el peso total del suelo y su contenido de humedad. Con estos datos se puede calcular el peso del suelo seco contenido en la unidad de volumen, es decir, la densidad seca.

De una forma similar se determina la densidad seca para mezclas compactadas con humedad creciente hasta que aquella disminuya con el aumento de la humedad. Se dibuja entonces una curva que muestra la relación entre la densidad seca y el contenido de humedad. El contenido óptimo de humedad, según el ensayo normalizado de próctor, es el valor de la humedad que produce la máxima densidad seca.

Debido a la influencia que el método de compactación ejerce sobre la curva de humedad-densidad, no se puede esperar de ningún ensayo normalizado, incluido el ensayo de próctor, que conduzca a resultados de validez general. Solo se puede obtener información concluyente con respecto al contenido óptimo de humedad realizando ensayos a escala natural en el terreno con el equipo de compactación que se va a utilizar en la obra. Por algún tiempo se han estado realizando esfuerzos para desarrollar en el laboratorio métodos de ensayo que imiten los tipos más corrientes de equipos de compactación en una forma más real que la que resulta del ensayo Próctor normal.

Estos esfuerzos han conducido a varias modificaciones del procedimiento original. Para el equipo pesado de uso actual, en particular en la construcción de **diques de tierra** o de playas de estacionamiento y accesos a las pistas para aviones pesados, el ensayo Próctor modificado (ASTM D-1557-58T) suele resultar más apropiado. Varios tipos de compactadores por amasado (Johnson y Sallberg, 1962) conducen a curvas humedad-densidad más realistas, pero hasta ahora estos ensayos no tienen una aceptación amplia. Si el contenido de humedad del suelo en el terreno es mayor que el óptimo, debe permitirse que se seque en el lugar de su almacenamiento, o bien proceder a su desparramo para este efecto. Si dicho contenido es menor, el agua debe agregarse en el propio préstamo o por aspersión antes de iniciar su compactación. Con un cuidado razonable resulta generalmente posible mantener el contenido de humedad dentro del 2 ó 3 % de diferencia del valor óptimo. Sin embargo, para suelos uniformes no plásticos ligeramente cohesivos se necesita un acercamiento mayor al contenido óptimo de humedad. El peso unitario y el contenido de humedad del suelo se controlan en el terreno por muestreo y ensayo rutinario.

La tendencia actual, en particular para presas de tierra, es exigir la humectación en préstamo, pues, en general, es esta la única manera de obtener una distribución uniforme de humedad en el material que asegure un producto compactado con características también uniformes.

De cualquier modo, después de haber adquirido una experiencia moderada en un trabajo dado, un inspector de obra puede normalmente estimar el contenido de humedad con bastante exactitud a través de la apariencia y la textura del material. Si el material que va a ser usado para un terraplén es bastante variable en características, o si el trabajo está situado en una región sujeta a frecuentes lluvias, la exigencia de ajustarse a determinados requerimientos en el contenido de humedad puede aumentar considerablemente el costo de la construcción del terraplén.

El contenido de humedad al cual se compacta un suelo tiene cierto efecto sobre las propiedades físicas del material obtenido, incluyendo la permeabilidad. La experiencia indica que el aumento en contenido inicial de humedad a partir de un valor algo menor que el óptimo hasta alcanzar un valor algo mayor puede causar una gran disminución en el coeficiente de permeabilidad. La disminución parece incrementarse a medida que decrece el contenido de arcilla del suelo.

COMPACTACION DE ARCILLAS.

Si el contenido natural de humedad de una arcilla en la zona de préstamo no está próximo al óptimo, puede resultar muy difícil llevarlo a dicho valor óptimo sobre todo si el contenido natural de humedad es demasiado alto. Por ello, el contratista puede verse obligado a utilizar la arcilla con un contenido de humedad no muy diferente del que tiene en la naturaleza. Las excavadoras extraen el material de los préstamos en pedazos o terrones. Ahora bien, un terrón o trozo individual de arcilla no puede compactarse con ninguno de los procedimientos mencionados previamente, pues tanto las vibraciones como las presiones de corta duración solo producen un cambio insignificante en su contenido de humedad. Los rodillos pata de cabra son, sin embargo, efectivos para reducir el tamaño de los espacios abiertos existentes entre los terrones. Se obtienen los mejores resultados cuando el contenido de humedad es ligeramente superior al límite plástico. Si es mucho mayor, la arcilla tiene tendencia a pegarse al rodillo, o bien éste a hundirse en el terreno. Si es mucho menor, los terrones no se deforman y los espacios quedan abiertos.

COMPACTACIÓN DE MASAS NATURALES DE SUELO Y DE TERRAPLENES EXISTENTES.

Los estratos naturales y los terraplenes existentes no pueden compactarse en capas, hecho que excluye la aplicación de la mayoría de los métodos descritos previamente, ya que, para ser efectivo, el agente compactador debe actuar en el interior de la masa de suelo. El método de compactación más adecuado para una obra dada debe seleccionarse en función de la naturaleza del suelo.

La forma más efectiva para compactar arena no cohesiva es por vibración. El método más simple para producir vibraciones a mucha profundidad consiste en hincar pilotes. Cuando se hincan pilotes en arena suelta, la superficie del terreno situado entre pilotes comúnmente se

asienta, a pesar de la disminución de volumen producida por el desplazamiento de la arena por los pilotes.

Los depósitos espesos de arena pueden también ser compactados por Vibro Flotación. El instrumento que produce la compactación consiste en un vibrador combinado con un dispositivo que inyecta agua en la mesa de arena que lo rodea. Primero se introduce por inyección el vibrador dentro de la arena hasta la profundidad a que se desea compactar el estrato, y luego se lo levanta nuevamente. La compactación se produce al levantar el vibro flotador, merced al efecto combinado de las vibraciones y de los inyectores de agua. La operación compacta, con un costo moderado, la arena situada dentro de un espacio cilíndrico de un diámetro comprendido entre 2,50 y 3,00 metros. El método da muy buenos resultados en arena limpia, pero si el material contiene limo o arcilla, su eficacia disminuye notablemente.

Se ha obtenido también la compactación satisfactoria de gruesos estratos de arena muy suelta haciendo estallar pequeñas cargas de dinamita en muchos puntos del interior de su superficie. Los requisitos previos para que este método dé buenos resultados son los mismos que se indicaron para el proceso de vibro flotación. En uno de estos estratos, que se extendía desde la superficie hasta una profundidad que variaba entre 4,50 y 9,00 metros, se hicieron estallar cargas de 3.600 gramos, de un explosivo que contenía 60 por ciento de dinamita, colocadas a una profundidad de 4,50 metros. Las vibraciones producidas por las explosiones redujeron la porosidad de la arena desde su valor original del 50 por ciento al 43 por ciento (I. Yman, 1942).

Los suelos compresibles, como las arcillas blandas, los limos sueltos y la mayoría de los suelos orgánicos, pueden también compactarse por precarga. La zona a ser tratada se cubre con un terraplén que trasmite un peso unitario suficientemente alto como para consolidar el suelo en una magnitud que aumente su resistencia y reduzca su compresibilidad a los límites requeridos dentro del tiempo disponible para la operación de precarga. Los suelos limosos que contienen capas de arena suelen consolidarse con la misma rapidez con que se incrementa la precarga, pero los suelos más impermeables pueden llegar a necesitar un tiempo mucho mayor.

3.4.7. Control de la compactación

Las determinaciones de la densidad de cada capa compactada se realizará al menos una (1) vez por cada doscientos cincuenta metros cuadrados (250 m²) y los tramos por aprobar se definirán sobre la base de un mínimo de seis (6) determinaciones de densidad. Los sitios para las mediciones se elegirán al azar de común acuerdo con el supervisor y/o interventor del proyecto.

La densidad media del tramo (D_m) deberá ser, como mínimo, el noventa por ciento (90%) de la máxima obtenida en el ensayo próctor modificado de referencia (D_e) para cimientos y núcleos, o el noventa y cinco por ciento (95%) con respecto a la máxima obtenida en el mismo ensayo, cuando se verifique la compactación de la corona del terraplén.

$D_m \geq 0.90 D_e$ (cimiento y núcleo)

$D_m \geq 0.95 D_e$ (corona)

A su vez, la densidad obtenida en cada ensayo individual (D_i), deberá ser igual o superior al noventa y ocho por ciento (98%) del valor medio del tramo (D_m), admitiéndose un (1) sólo resultado por debajo de dicho límite, so pena del rechazo del tramo que se verifique.

$$D_i \geq 0.98 D_m$$

La humedad de trabajo no debe variar en $\pm 2\%$ respecto del Optimo Contenido de Humedad obtenido con el próctor modificado.

En la actualidad se pueden efectuar las verificaciones de la densidad de compactación obtenida en sitio para compararla con los resultados del próctor, mediante el uso de densímetros nucleares que suministran resultados inmediatos.

El incumplimiento de estos requisitos originará el rechazo del tramo.

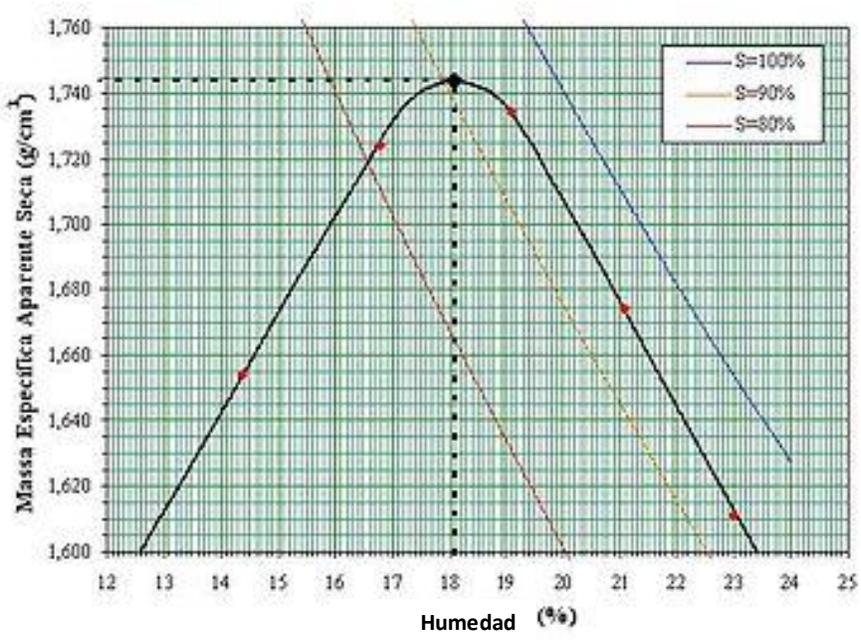


Figura 20. Curva del próctor obtenida en laboratorio



Fotografía 40. Densímetro nuclear para obtener verificaciones del grado de compactación "in situ"

Copia NO controlada CVC

3.5. NUCLEO IMPERMEABLE

La impermeabilidad en el cuerpo de los terraplenes es una característica deseada para mitigar los riesgos por procesos de tubificación que pueden llevar al colapso este tipo de estructuras.

Las presas de tierra constituyen el tipo de presas más común, esto se debe a que en su construcción intervienen materiales en su estado natural, que requieren el mínimo de tratamiento, resultando económico desde el punto de vista constructivo. Además, los requisitos para sus cimentaciones son menos exigentes que para los otros tipos.

Cuando se habla de núcleo impermeable, con frecuencia se hace referencia a un núcleo de arcilla. Esta expresión no es correcta, ya que la arcilla pura es material muy malo para construir un terraplén sea para el fin que sea.

La solución ideal será adoptar un material que tenga una curva granulométrica continua, con los finos suficientes para reducir al mínimo el volumen de vacíos (relación de vacíos). Pero eso no quiere decir que esta sea la única solución, y en general, habrá que aprovechar el material disponible en la proximidad del área de emplazamiento del terraplén, a fin de conseguir una obra lo más económica posible.

Desde el punto de vista de la impermeabilidad y para el caso de los terraplenes que protegerán zonas de uso agrícola y si el tipo de material a utilizar presenta condiciones apropiadas como las mencionadas en referencia en el documento de “Requerimientos de Ingeniería Básica” será, en principio, suficiente con establecer un buen control de la compactación en obra y un adecuado seguimiento con mediciones “in situ” de las densidades obtenidas versus el porcentaje del próctor especificado en el diseño.

Para el caso de los terraplenes que protegerán centros poblados, además de lo anterior, es importante incrementar los factores de seguridad suministrando al cuerpo de la estructura elementos complementarios que se constituyan en verdaderas barreras físicas para evitar el tránsito del agua a través del cuerpo del dique.

3.5.1. Uso de geosintéticos

Por lo anterior, al diseñar un terraplén que tenga como función la protección de un centro poblado, el proyectista deberá incluir propuestas complementarias como el revestimiento de la cara mojada del terraplén mediante el uso de mortero y/o concreto lanzado ó la utilización de productos como los geosintéticos que existen en el mercado y que han demostrado su efectividad y cuyos proveedores suministran el suficiente soporte técnico para lograr buenos resultados.

Las estructuras hidráulicas corresponden a un segmento del mercado de los geosintéticos con probablemente las mayores oportunidades de crecimiento. El término “estructuras hidráulicas” incluye presas o diques, reservorios y canales entre otros. Las estructuras hidráulicas interactúan con el agua que puede ser una de las mayores fuerzas destructivas en la naturaleza.

Los geosintéticos son generalmente utilizados para limitar la interacción entre la estructura y el agua. Los geosintéticos pueden incrementar la estabilidad de las estructuras hidráulicas.

Los geosintéticos pueden ser usados en estructuras hidráulicas para:

- Reducir o prevenir la infiltración mediante el uso de geomembranas.
- Reducir o prevenir erosión de bancos en canales mediante el uso de sistemas de impermeabilización con geomembranas.
- Proveer drenaje y/o filtración mediante el uso de geotextiles y georedes.
- Proveer refuerzo a la fundación de estructuras o a la propia estructura mediante el uso de geomallas.

Las geomembranas son prácticamente impermeables a infiltraciones de agua y son comúnmente usadas en presas en la creación de una barrera hidráulica en el talud aguas arriba (cara mojada). Las geomembranas pueden ser dejadas expuestas o cubiertas usando materiales como paneles de concreto o rip-rap.

La exposición puede acortar la duración de las geomembranas debido a la degradación por radiación ultra violeta, pero puede ser reparada con mayor facilidad que cuando se trata de geomembranas cubiertas.

Las geomembranas cubiertas pueden ser también propensas a daño, tal como punzonamiento causado por materiales localizados en la parte superior y/o inferior. Los geotextiles son comúnmente colocados por debajo, y algunas veces sobre la geomembrana para proteger el material contra punzonamiento, sirviendo como un amortiguamiento para minimizar la concentración de presiones.

Las filtraciones a través de una geomembrana ocurren principalmente por defectos en la unión de las juntas, y por orificios originados por punzonamiento. Generalmente, los defectos son minimizados a través de programas de control de calidad de instalación y ejecución en obra. Sin embargo, las filtraciones son inevitables especialmente cuando las geomembranas comienzan a envejecer.

Para proteger la estructura, georedes o geocompuestos geored/geotextil son normalmente usados como drenaje detrás de la geomembrana.

El sistema de geosintéticos es fijado en la cara del terraplén en forma mecánica, frecuentemente mediante el uso de pernos y tornillos de fijación. Empaques y selladores son usados para impermeabilizar las conexiones y juntas.

Los componentes de un sistema de geosintéticos seleccionado para su uso en una estructura hidráulica como un terraplén, si son especificados e instalados apropiadamente pueden ser eficientes en términos de costos y prolongar la vida útil de una estructura hidráulica.



Fotografía 41. Instalación de geomembrana sobre el talud mojado de un terraplén

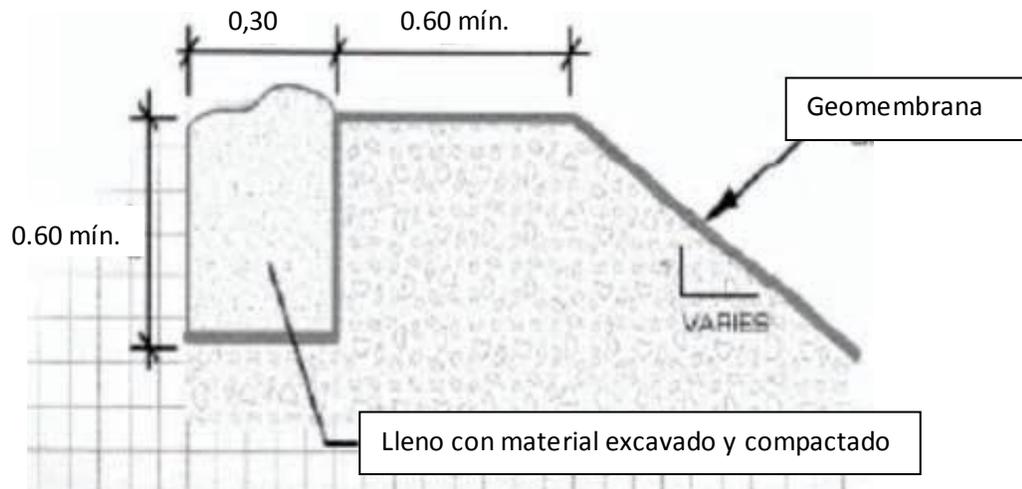


Figura 21. Detalle de anclaje de la geomembrana sobre la corona y el pie del terraplén

3.5.2. Uso de la Bentonita como impermeabilizante de suelos

¿Qué es la bentonita?

Es la arcilla que constituye el componente fundamental de las rocas denominadas bentonitas (una bentonita debe tener un mínimo de 70% de montmorillonita). Los yacimientos en Colombia normalmente poseen un contenido de montmorillonita sódica mayor al 95%. Químicamente es un aluminio silicato hidratado de sodio-calcio-magnesio.

Propiedades de las bentonitas

Son arcillas que poseen características cristalográficas, físicas y químicas muy particulares.

Dentro del grupo de las arcillas, son las más plásticas, las que tienen la mayor capacidad de intercambio catiónico y las que poseen mayor capacidad de adsorción y absorción de agua.

El hecho de ser la arcilla más plástica posibilita que al mezclarla con cualquier tipo de suelo le aporte a éste gran plasticidad y fluidez y por lo tanto capacidad autosellante, la que es fundamental ante posibles agrietamientos producidos por ejemplo por: sismicidad, asentamientos, biointrusión etc. Esta es una ventaja muy importante sobre aislaciones rígidas como suelos-cemento, hormigones, arcillas compactadas no plásticas, etc.

Las más aptas para impermeabilizar son las bentonitas sódicas ya que de usar una bentonita cálcica se debería aplicar entre 2 ó 4 veces más cantidad para lograr los mismos resultados.

Aplicaciones como impermeabilizante

Generalidades

- Aislación inferior y superior de Rellenos Sanitarios y Rellenos de Seguridad.
- Aislación de lagunas de efluentes cloacales u otros efluentes líquidos, de canales y reservorios de agua.
- **Impermeabilización de terraplenes destinados a contener inundaciones.**

Mezclas suelo-bentonita

El agregado de bentonitas a distintos tipos de suelos y su mezclado con el fin de lograr bajos coeficientes de permeabilidad es un método utilizado ampliamente a nivel mundial, pudiéndose lograr membranas impermeables naturales con coeficientes del orden de 1×10^{-7} cm/seg o aún menores.

El agregado de bentonita oscila habitualmente entre 5% y 15%, éste último porcentaje se da para suelos francamente arenosos.

Preparación del suelo-bentonita

El proceso de preparación de la mezcla suelo-bentonita es muy sencillo y similar al usado para realizar suelo-cal o suelo-cemento.

- 1) Pulverización del suelo
- 2) Distribución de las bolsas
- 3) Mezclado
- 4) Humectación
- 5) Compactación

Algunas ventajas adicionales del suelo-bentonita

Además de posibilitar el logro de muy bajos niveles de permeabilidad, tiene las siguientes ventajas:

1. Es de muy fácil ejecución,
2. Se puede hacer con máquinas de uso muy difundido.
3. Una vez ejecutado no requiere proceso de “curado” por lo cual puede entrar en uso de inmediato.
4. Es muy económico porque en general requiere dosificaciones bajas de bentonita.
5. Disminuye el movimiento de suelos.
6. Mayor duración que cualquier membrana plástica. Miles de años de estabilidad.
7. No se quema.
8. Actúa como autosellante en el caso de una rotura.

3.5.3. Uso de láminas impermeabilizantes

RETOP POLIGET - Lámina Impermeabilizante + Geotextil

La lámina **RETOP POLIGET** está formada por una lámina de polietileno de alta densidad a la que se termosolda un geotextil no tejido de polipropileno.

El proceso de unir térmicamente estos 2 elementos da como resultado un único geocompuesto que tiene unas características técnicas muy superiores a los 2 elementos colocados por separado y trabajando de forma independiente. A este hecho se debe añadir una más fácil y rápida instalación, lo que, sin duda, aumenta la calidad del acabado del producto final, puesto que se disminuye la manipulación del producto en obra.

Ventajas

- El geotextil protege la lámina impermeable.
- El **RETOP POLIGET** presenta características técnicas muy superiores a la misma lámina de polietileno y el mismo geotextil colocados por separado: Mejora de resistencias, del comportamiento al punzonamiento, del ángulo de rozamiento...
- El **RETOP POLIGET**, por el lado del geotextil tiene un ángulo de rozamiento muy superior al obtenido si colocásemos la lámina y el geotextil por separado, por lo que podemos aumentar la pendiente de los taludes donde se instala y ocultarlo con tierra vegetal más fácilmente.
- Así mismo, colocado en horizontal sobre una plataforma, el efecto de tener un coeficiente de rozamiento mayor que una lámina de polietileno y un geotextil actuando por separado, se traduce en que, por ejemplo, podemos permitir la circulación de camiones sobre pequeñas tongadas de terreno situadas directamente sobre el **RETOP POLIGET** sin que existan deslizamientos de dicho terreno sobre el geocompuesto.
- Disminución de costes de instalación.
- Mejora de la calidad final del producto instalado al reducir su manipulación.

Aplicaciones

- Sustitución de suelo estabilizado con cal
- Encapsulado de terraplenes
- Mejora de capacidad portante
- Drenaje horizontal de terraplenes
- Muros verdes
- Impermeabilización horizontal de un terraplén
- **Impermeabilización de espaldones de terraplén**
- Impermeabilización de canales
- Impermeabilización de Vertederos
- Impermeabilización de Balsas

Control de las infiltraciones en la cimentación

Para proveer el cuerpo del terraplén de un elemento para mitigar el flujo de aguas de infiltración dentro del suelo de cimentación, existen diversos sistemas tales como tablestacas, inyecciones de consolidación (lechada de cemento + cal + agua inyectadas a presión y pantallas con geomembranas).

Para el caso de los terraplenes, y desde el punto de vista económico y de facilidad de construcción se recomienda la conformación de un espolón o “pantalla con geomembrana” tal como se ilustra en la siguiente figura:

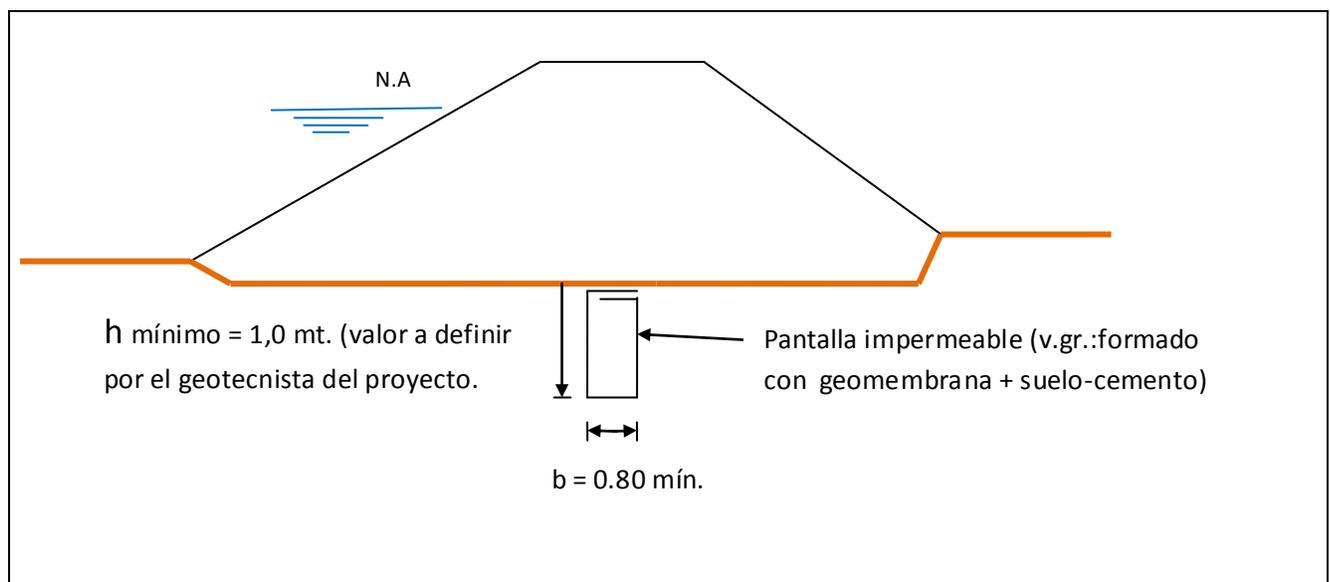


Figura 22. Conformación de un espolón o “pantalla” con geomembrana

3.6. REVESTIMIENTO DE LOS TALUDES DEL TERRAPLEN

3.6.1. Con material vegetal

Engramado

Se empieza a sembrar en el punto más lejano para evitar pisar las áreas ya sembradas. Se colocan los paños uno al lado del otro sin dejar espacio y sin montar un paño sobre el otro. Si es un talud se pueden usar grapas y/o estacas de mínimo 6" de longitud para sujetar los paños al terreno y evitar que se deslicen. Para hacer los empates se pueden cortar los paños con un machete en el tamaño necesario. Una vez se tenga suficiente grama sembrada se le puede ir echando agua pero evitando mojar las áreas no sembradas ya que esto crearía fango y dificultaría el trabajo. Una vez finalizada la siembra se debe revisar que no queden espacios por cubrir, pedazos de grama sin recoger y continuar regando la grama hasta que esté totalmente hidratada.

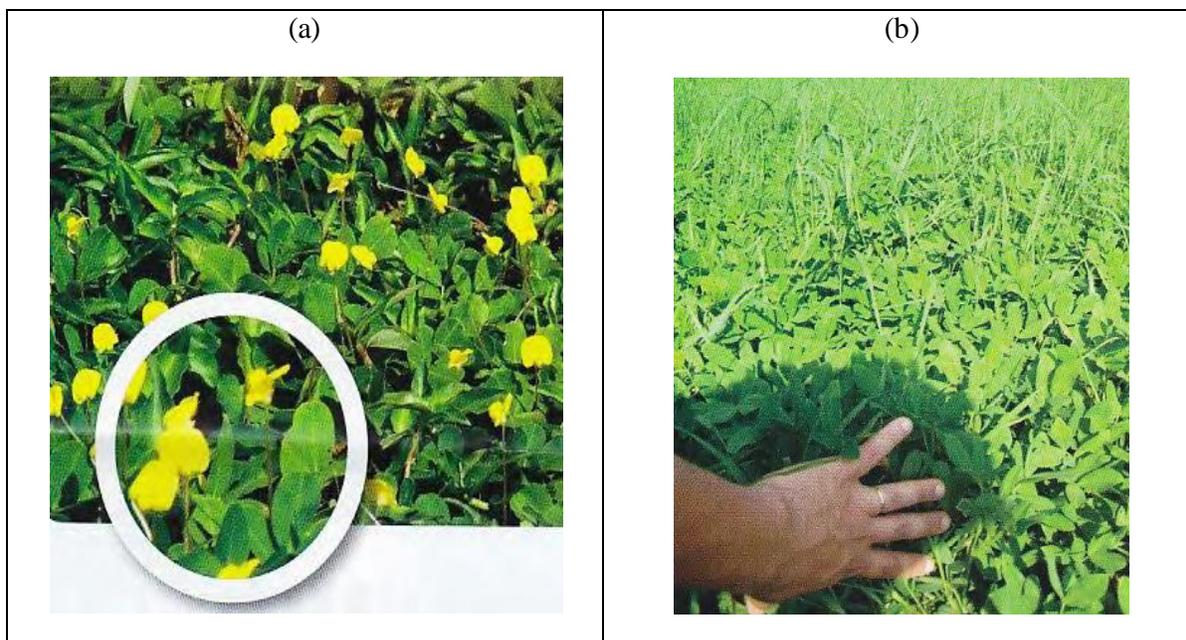


Fotografía 42

Maní forrajero

Es una leguminosa perenne de gran calidad, adaptada al pastoreo intensivo, que se asocia bien con gramíneas tropicales y que está mostrando una adaptación ambiental más amplia que la prevista. Es una especie autóctona bastante estudiada y sobre la cual se realizaron mejoramientos importantes. Es muy apreciada en Centroamérica y otras regiones del mundo y en nuestro país se están realizando experiencias con muy buenos resultados.

Fotografías 43(a) y 43(b)



El maní forrajero, conocido científicamente como *Arachis pintoi*, es una leguminosa herbácea, perenne, de crecimiento rastroso y con estolones. A diferencia de la exuberancia habitual de las leguminosas tropicales, el maní forrajero sobrepasa los 20 a 40 cm de altura, con una robusta raíz principal en las coronas adultas que crece hasta unos 30 cm de profundidad y presenta un gran número de pequeños nódulos achatados, tanto en la raíz principal como en las secundarias.

Las flores son de color amarillo e inmediatamente después de la fecundación se marchitan sin caer de la planta. Esta leguminosa es muy buena productora de semilla. La semilla es de maduración prolongada y tiene 9,8 mm de longitud y 5,3 mm de ancho. El peso de 1000 semillas es de aproximadamente 90 gramos.

Actualmente existen varios cultivos liderados por el CIAT (Centro Internacional de Agricultura Tropical), de estos, probablemente el cultivar más ampliamente difundido sea CIAT 17434, seguido por CIAT 18744 que se comercializan con diferentes nombres comerciales.

El género *Arachis* es originario de América del Sur y está restringido naturalmente a Brasil, Paraguay, Uruguay y Argentina. La especie *Arachis pintoi* se le atribuye al botánico argentino Antonio Krapovickas que con W. C. Gregory escribieron la monografía de la especie.

ALGUNOS BENEFICIOS DEL USO DEL ARACHIS

Tanto la bibliografía internacional como la experiencia local mencionan entre los principales beneficios de utilizar maní forrajero en asociación con gramíneas tropicales los siguientes:

- ✓ Como leguminosa que aumenta la productividad de la pastura porque fija nitrógeno atmosférico que al ser liberado estimula el crecimiento de la gramínea. Una mayor productividad de pasto permite aumentar la carga y por consiguiente la producción de carne ó leche por hectárea.
- ✓ El *Arachis* mejora la calidad de la dieta de los animales, por su elevado contenido de proteína. Esto estimula el consumo de pasto y mejora las respuestas productivas de los animales.
- ✓ Por su hábito rastrojero de crecimiento y su capacidad de cubrir los espacios libres, reduce el impacto de la lluvia, la escorrentía y no deja que las malezas colonicen la pastura. Es decir, *Arachis* genera un beneficio adicional respecto a otras leguminosas, al **reducir los problemas de erosión** y de malezas de los potreros.

No obstante la información referida en este literal, el diseñador del terraplén deberá contar con la asesoría de un biólogo que suministre apoyo técnico al proyecto en estos temas.

3.6.2 En concreto y/o mortero

La colocación de un revestimiento total en concreto es un sistema muy utilizado para taludes de gran pendiente (Figura 11.22). Los revestimientos en placa de concreto fundida en el sitio se consideran como uno de los sistemas de protección más efectivos que existe y es muy común su utilización para protección de taludes de diques y/o canales en zonas urbanas.

Generalmente se requiere refuerzo cuando la pendiente de los taludes es mayor a 1H : 1V. Se acostumbra colocar elementos de anclaje debajo de la pantalla para evitar su deslizamiento. Estos elementos pueden consistir en varillas de acero (varillas de diámetro 5/8" en forma de "L" con dimensiones de 40 cms para enterramiento en el cuerpo del terraplén y 20 cms dentro del concreto) o elementos de concreto que se pueden fundir integralmente con la pantalla. Estos anclajes se instalará como mínimo cada 3 metros en horizontal y cada 1,5 metros en vertical dispuestos en tres bolillos.

El revestimiento en concreto puede hacerse fundiendo directamente en el sitio, utilizando concreto corriente o empleando concreto o mortero lanzado (gunita). El espesor de estos revestimientos varía de 8 a 10 centímetros para morteros y de 10 a 20 centímetros para concretos (Japan Road Association, 1984). Se emplea comúnmente concreto armado. En los casos de pendientes muy suaves y velocidades bajas del agua se puede emplear mortero ó concreto simple. El concreto debe tener muy buena resistencia al desgaste y es común exigir resistencias de 4000 PSI.

La construcción de pantallas de concreto puede realizarse utilizando colchonetas preformadas elaboradas con Geotextil, las cuales se colocan sobre el talud y luego se inyecta el mortero o concreto en forma similar a las que se utilizan para el control de erosión en ríos. En este caso se elabora un sistema de capa de espesor uniforme entre 75 y 100 mm (Duffin, 1998).

Los revestimientos en concreto son generalmente costosos inicialmente pero tienen una vida útil bastante larga. Su principal inconveniente es la imposibilidad de establecimiento de vegetación, lo cual los hace poco aceptables ambientalmente; sin embargo, existen sistemas celulares de colocación del concreto dejando espacios para la vegetación.

Comúnmente se especifica el refuerzo mínimo de control de cambio de temperatura en las dos direcciones.

Se requieren juntas de contracción impermeabilizadas, cada seis a nueve metros y aditivos en el concreto para disminuir el agrietamiento. Se acostumbra colocar juntas de contracción cada seis metros y de dilatación cada veinte a veinticinco metros. El diseño de estas juntas será incluido por el diseñador en los planos del proyecto.

Debido a la rigidez del revestimiento su fundación debe ser buena y estable. Deben proveerse lloraderos de 75 mms de diámetro y se recomienda colocar una capa de geotextil no tejido NT-3000 para evitar la salida del suelo que conforma el cuerpo del terraplén.

Los espaciamientos mínimos de los lloraderos es de 2,0 metros horizontalmente y 1,2 metros en dirección vertical.

En el borde perimetral inferior del revestimiento se recomienda construir una viga de mayor espesor que el revestimiento para mitigar la socavación. En ocasiones se requiere colocar una tablestaca de pie para obtener la seguridad necesaria.

Concreto o mortero lanzado

Las especificaciones sobre materiales son muy similares a las utilizadas para los concretos convencionales. Se requiere que los agregados prevengan la segregación. Generalmente, el máximo tamaño es 3/8 de pulgada. Se recomienda juntas de construcción cada tres metros. Los espesores de concreto varían de cinco a quince centímetros y se recomienda reforzar con malla electrosoldada para control de retracción y temperatura.



Fotografía 44

Aplicación de concreto lanzado (shotcrete) sobre talud reforzado con malla electrosoldada

Existen dos tipos principales de mezcla de concreto lanzado: Mezcla húmeda y mezcla seca.

El concreto lanzado en seco, como lo indica su nombre, se mezcla en seco y se añade el agua en la boquilla. El concreto lanzado húmedo se mezcla como un concreto de bajo slump y así es bombeado hasta la boquilla.

En el caso de la mezcla seca, puede incorporarse un acelerante en la mezcla, pero en el caso de la mezcla húmeda tendrá que añadirse en la boquilla.

Para cualquiera de los dos, se tendrán que satisfacer los siguientes criterios:

- a) Lanzabilidad: Debe poder lanzarse sobre-cabeza con un mínimo de rebote (no mayor al 15%).
- b) Resistencia temprana: Debe tener una resistencia suficiente para dar soporte al terreno entre cuatro y máximo ocho horas.
- c) Resistencia a largo plazo: Debe alcanzar una resistencia determinada a los veintiocho (28) días con una dosificación de acelerante necesaria para lograr la lanzabilidad y la resistencia temprana.
- d) Durabilidad: Debe resistir el ambiente a largo plazo.
- e) Economía: Debe ser bajo el costo de los materiales y mínimo el desperdicio por rebote.

Agregados

Se prefiere grava natural que la piedra triturada, por las mejores características de bombeo de las partículas de la grava natural. Por otro lado, la calidad del agregado que requiere el concreto lanzado es la misma que la de un concreto de buena calidad.

Por la malla 200 (0.075 mm) no pasará más del 2% del agregado. Este no podrá contener limo, granos suaves o recubiertos, mica, álcalis dañinos o materia orgánica. Se descartarán agregados con reacción alcalina. El tamaño máximo de los agregados no excederá un tercio de la parte más restringida de la manguera.

En el mercado existen varios acelerantes para la aplicación de concreto lanzado, que tienen una acción mucho más rápida que los del concreto normal. Los acelerantes se venden en forma líquida o en polvo y, en vista de su causticidad, tendrán que manejarse con precaución.

Proporciones de la mezcla

Una mezcla tipo concreto lanzado contiene los siguientes porcentajes de componentes secos:

Cemento 15 - 20%

Agregado grueso 30 - 40%

Agregado fino o arena 40 - 50%

La relación agua - cemento para concreto lanzado seco se sitúa en el rango 0.3 a 0.5 y se ajusta por el operador, según las condiciones locales. Para concreto lanzado de mezcla húmeda, la relación agua-cemento se sitúa entre 0.4 y 0.6.

Una vez limpia la superficie sobre la que se va a lanzar concreto, la operación podrá dar comienzo. El operador de la boquilla elige la presión de aire y el operador de la máquina ajusta el flujo del material para adaptarse a esa presión del aire. La distancia óptima entre la boquilla y la superficie sobre la cual se está lanzando es aproximadamente de un metro.

Previamente a la colocación del concreto lanzado se deben colocar lloraderos (weep holes) provistos de geotextil no tejido NT-3000 para permitir el escape de presiones hidrostáticas de agua detrás de la pantalla de concreto lanzado.



Fotografía 45

Aplicación de concreto lanzado sobre un talud.

3.7. BIBLIOGRAFIA DE REFERENCIA

DEPARTMENT OF THE ARMY U.S. Army Corps of Engineers, EM 1110-2-1913 (30 April 2000). DESIGN AND CONSTRUCTION OF LEVEES Manual. Washington, DC 20314-1000.

MACCAFERRI- América Latina. Defensas ribereñas y obras transversales – Necesidades y soluciones ambientales.

DEPARTMENT OF THE ARMY U.S.- Office of the Chief of Engineers, EM 1110-2-1902 (1 April 1970). ENGINEERING AND DESIGN Stability of Earth and Rock-Fill Dams. Washington, DC 20314-1000.

MINISTERIO DE TRANSPORTE- Resolución 664 de 1999. Reglamento de Construcción de Obras Fluviales.

INVIAS - SUBSECTOR MARÍTIMO Y FLUVIAL. GUÍA AMBIENTAL DE PROYECTOS. ABRIL DE 2011.

MINISTRY OF WATER, LAND AND AIR PROTECTION, Flood Hazard Management Section Environmental Protection Division Province of British Columbia, Dike Design and Construction Guide Best Management Practices, Canadá – July 2003.

CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DEL CAUCA, Terraplenes marginales a cauces naturales o canales para evitar los desbordamientos, Subdirección Técnica – Sección de Adecuación de Tierras, Informe CVC No. 81-5, Mayo de 1981.

SAG, Manual de mantenimiento de diques y cauces, convenio CVC – SAG, Marzo de 2014.

Convenio de Asociación No.001 de 2013 ASOCARS – UNIVERSIDAD DEL VALLE, DIAGNÓSTICO DE INUNDACIONES EN EL VALLE ALTO DEL RÍO CAUCA

CONTRATO DE CONSULTORÍA N° 101 DE 2012 CELEBRADO ENTRE EL FONDO ADAPTACIÓN Y CORPORACIÓN OBSERVATORIO SISMOLÓGICO DEL SUR OCCIDENTE - República de Colombia - INFORME DE AVANCE N° 2, caso del jarillón de Aguablanca en la margen izquierda del río Cauca, Cali, octubre 29 de 2012.

Agencia NL Ministerio de Asuntos Exteriores de los Países Bajos – Royal Haskoning DHV Enhancing Society Together /Fondo de Adaptación, Dique de Aguablanca a lo largo del Río Cauca - Diagnóstico y recomendaciones, Cali- Colombia, Enero 2013.



ANEXO No.1

ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA PRESENTACION DE PLANOS DE DISEÑO

A.1. INTRODUCCION

Para que un dibujo cumpla su función, esto es, comunicar inequívocamente las características de diseño y/o de ejecución de un elemento, es necesario definir previamente las especificaciones mínimas a cumplir para su representación.

Información acerca de las características del proyecto

Los planos deben contener una información clara y completa de las características del proyecto.

Los aspectos básicos sobre los cuales debe informar el plano No.1 son:

- a. La localización exacta del lugar del proyecto.
- b. Identificación del norte geográfico en la esquina superior izquierda del plano.
- c. La nomenclatura completa de la zona y las coordenadas geográficas determinadas por el Instituto Agustín Codazzi ó el sistema que exija la entidad encargada de aprobar el proyecto.
- d. Las notas explicativas a que haya lugar.
- e. El cuadro explicativo de las convenciones utilizadas, y
- f. El primer tramo en planta – perfil del proyecto

Los aspectos básicos sobre los cuales deben informar los plano No.2 al penúltimo son:

- a. Los siguientes tramos en planta – perfil del proyecto.

Los aspectos básicos sobre los cuales debe informar el último plano son:

- a. Detalles específicos de las estructuras del proyecto,
- b. Notas generales, y
- c. Especificaciones técnicas de materiales y las demás que el diseñador considere pertinentes.

A.2. ROTULACION DE LOS PLANOS:

En la realización de dibujos técnicos se debe cuidar la escritura de todo tipo de datos e indicaciones, de manera que éstas sean claras y legibles, para evitar cualquier posible confusión.

En la esquina inferior derecha de todo plano deberá aparecer un cuadro de información general, que ocupa un área de 30 x 10 cms, con los datos y diagramación que muestra la figura 1.

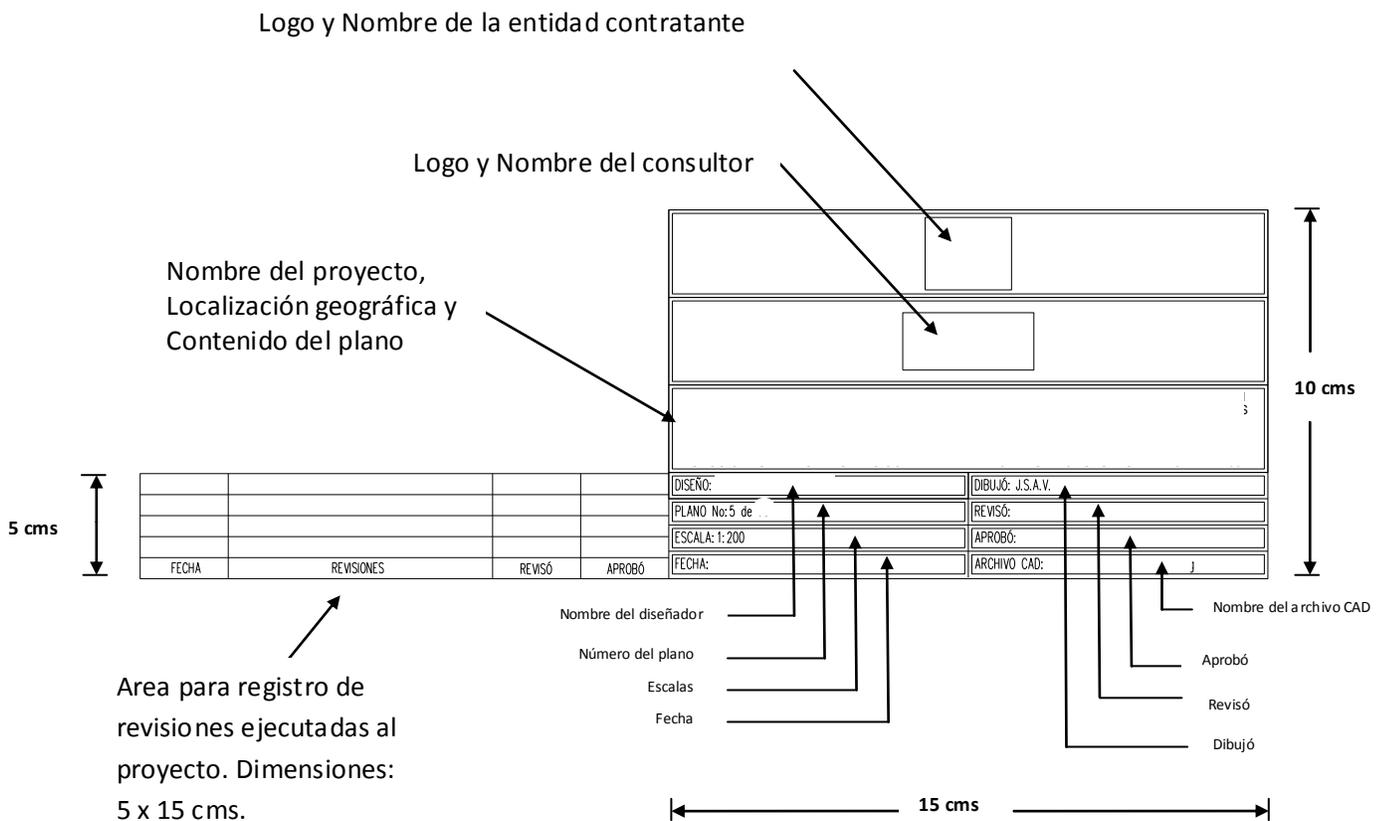


Figura 23

Estructura general del tipo de rotulación a utilizar para la presentación de los planos de diseño y “as built” de las obras para protección contra inundaciones.

A.3. ESCALAS

Si se pretendiera representar un objeto de gran tamaño, manteniendo en el dibujo sus dimensiones reales, obligaría a emplear formatos de papel de gran tamaño.

Si ahora lo que pretendemos es representar un objeto muy pequeño, manteniendo en el dibujo sus dimensiones reales, sería imposible el trazado del dibujo porque la agudeza visual del delineante sería insuficiente para discernir sus detalles.

Según lo expuesto en los anteriores párrafos, en el dibujo técnico los objetos no siempre se pueden representar a tamaño natural. Esto obliga a transformar las dimensiones reales de los objetos representados en otras, proporcionales a ellas, que sean susceptibles de salvar uno u otro de los obstáculos citados anteriormente, facilitando el trazado y permitiendo una cómoda lectura del plano.

La constante de proporcionalidad es lo que se denomina “escala del dibujo.” y expresa la relación entre la medida lineal de la representación de un elemento de un objeto y la correspondiente medida lineal real de dicho elemento. En un mismo dibujo esta relación se debe mantener constante para la representación de todos los elementos que componen el objeto.

La designación de una escala debe comprender la palabra “ESCALA.” seguida de la indicación de la relación correspondiente referida a la unidad; por ejemplo: ESCALA 1:5. Esta designación debe inscribirse en el cuadro de rotulación del formato utilizado, dentro de la casilla dispuesta para tal fin.

A.3.1. TIPOS DE ESCALAS

ESCALA NATURAL: las medidas lineales del dibujo coinciden con las correspondientes medidas reales del objeto; es decir, el dibujo del objeto será de igual tamaño que el objeto real; se designa ESCALA 1:1.

ESCALAS DE REDUCCION: las medidas lineales del dibujo son menores que las correspondientes medidas reales del objeto; es decir, el dibujo del objeto será de menor tamaño que el objeto real. Por ejemplo: ESCALA 1:2 (las dimensiones del dibujo serán la mitad que las correspondientes dimensiones reales del objeto).

ESCALAS DE AMPLIACION: las medidas lineales del dibujo son mayores que las correspondientes medidas reales del objeto; es decir, el dibujo del objeto será de mayor tamaño que el objeto real. Por ejemplo: ESCALA 2:1 (las dimensiones del dibujo serán el doble que las correspondientes dimensiones reales del objeto).

En las siguientes figuras se representa una vista de una pieza dibujada en tres escalas diferentes. Según se observa en los dibujos, las magnitudes angulares no son afectadas por las escalas utilizadas, es decir, éstas solo afectan a las magnitudes lineales.

A.3.2. ESCALAS NORMALIZADAS

Teóricamente pueden emplearse infinidad de escalas, pero para poner cauce a una anarquía que no conduciría más que a dificultar la lectura de planos, se indican a continuación una serie de escalas recomendadas para su utilización en los dibujos técnicos, las cuales, se especifican en la siguiente tabla.

ESCALAS DE AMPLIACION

50:1	20:1	10:1
5:1	2:1	

ESCALA NATURAL 1:1**ESCALAS DE REDUCCION**

1:2	1:5	1:10
1:20	1:50	1:100
1:200	1:500	1:1000
1:2000	1:5000	1:10000

Si, para aplicaciones especiales, se estima necesaria una escala de ampliación mayor o una escala de reducción menor que las que se dan en la tabla, la gama de escalas recomendadas puede ampliarse por su parte superior e inferior, a condición de que la escala deseada se derive de una escala recomendada mediante multiplicación por una potencia de 10. En casos excepcionales, en los que, por razones funcionales, las escalas recomendadas no puedan aplicarse, se pueden elegir escalas intermedias.

La escala a elegir para realizar un dibujo depende de la complejidad del objeto a representar y de la finalidad de la representación. En todos los casos, debe ser suficientemente grande para permitir una interpretación fácil y clara de la información mostrada. Los detalles que sean demasiado pequeños para una definición completa en la representación principal, deben representarse en una vista de detalle a una escala mayor, al lado de la representación principal.

Las dimensiones del objeto y la escala utilizada influyen posteriormente en la elección del formato de dibujo a emplear.

Para el caso de los proyectos para protección contra inundaciones, se recomienda utilizar la escala 1:200. Para los dibujos de detalle las escalas recomendadas son 1:25 ó 1:50 dependiendo del tamaño del prototipo.

A.4. FORMATOS

Así como muchos de los objetos que utilizamos en nuestra vida diaria tienen sus dimensiones normalizadas, también es necesario unificar las dimensiones de los formatos de las hojas de dibujo, con el fin de facilitar su manejo, archivo y reproducción en las oficinas técnicas, además de reducir su costo.

Las dimensiones del objeto y la escala utilizada para su representación influyen en la elección del formato de dibujo a emplear; según esto, el dibujo original debe ejecutarse en el formato más pequeño que permita obtener la claridad y nitidez requeridas.

El formato recomendado para la presentación de los diseños de obras para protección contra inundaciones será rectangular y de tamaño **100 x 70 cms** al ser cortado el papel en el equipo de ploteo.

Si un proyecto incluye dos (2) o más planos, éstos deberán mantener el mismo formato de presentación.

Nota: el dibujo del dique en perfil debe contener como mínimo la siguiente información:

Abscisa, cota topográfica del terreno natural por el eje del dique, cota final de la corona del dique.

A.5. MARGENES Y MARCO

MARGENES

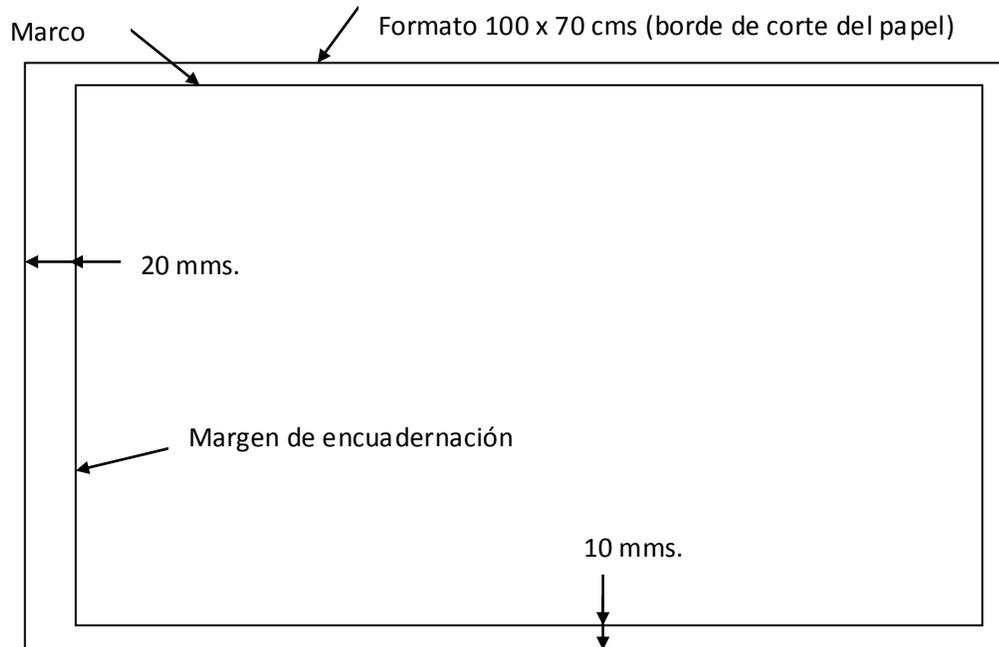
Se prevén márgenes entre los bordes del formato y el marco que delimita el área donde están emplazados los dibujos; la anchura de estos márgenes será de 10 mm.

MARGEN DE ENCUADERNACION

Se prevé un margen de encuadernación para poder realizar el cocido, pegado o las perforaciones pertinentes que permitan fijar el plano en un archivador. Este margen deberá situarse en el borde izquierdo del formato y tendrá una anchura de 20 mms.

MARCO

No toda la superficie del formato se utiliza para dibujar. Se prevé un marco que delimita el área de dibujo, debiendo realizarse mediante trazo continuo de grosor 0,7 mm.



A.6. NUMERACION DE PLANOS

Todo plano debe recibir un número de identificación, el cual se indicará en el campo destinado a tal fin dentro del *bloque de rotulación*. Este número debe ser único, al menos dentro de la organización del propietario legal, ya que se utiliza como referencia del plano.

La numeración exigirá una codificación específica, de forma que el número de identificación puede estar compuesto por varios grupos de cifras y/o letras.

El sistema de numeración de planos depende de las normas internas de cada empresa. Como en la actualidad cada plano impreso en papel tiene un soporte en archivo digital, se acostumbra identificar el plano con el nombre del archivo digital en formato CAD.

A.7. PLEGADO Y ARCHIVADO DE PLANOS

Generalidades

Habitualmente se presenta la necesidad de plegar formatos de dibujo realizados en soporte de papel para su posterior archivo en carpetas y entrega para su aprobación por parte de la entidad competente. Para realizar esta labor de plegado debemos tener en cuenta las siguientes consideraciones:

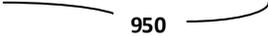
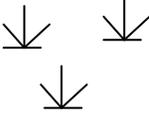
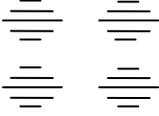
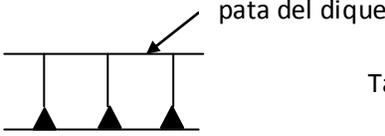
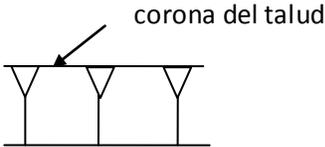
1. Para evitar su extravío los dibujos originales elaborados en la oficina deben tener un backup en CD. Estos se archivan en archivadores especiales que garantizan su conservación, permitiendo realizar posteriores reproducciones de los mismos.
2. Se pliegan las reproducciones en papel de los dibujos originales para su inserción en carpetas y archivadores adecuados, que permitan su posterior consulta en oficina o a pie de obra, y/o presentación ante un organismo administrativo, etc.
3. El plano una vez plegado deberá quedar reducido a un formato A4 (210x297), por ser este el más manejable.
4. Una vez plegado el plano, el bloque de títulos del formato deberá permanecer visible, conformando la carátula del plano.
5. El plano es conveniente que, para facilitar su consulta, conserve en todo momento la posibilidad de ser desplegado mientras se mantiene fijado dentro de la carpeta de archivo.

A.8. BASE DE DATOS DE PLANOS

Conviene disponer en oficina de una base de datos de planos, incluyendo en cada registro toda la información disponible de cada plano: título, número de plano, diseñador, delineante, situación en el archivo, etc.; de esta forma, la localización de un plano en el archivo es rápida y cómoda.

A su vez, cada registro de la base de datos de planos incluirá el campo número de identificación, para que un plano pueda ser fácilmente localizado entre el número, a veces considerable, de planos que se manejan y archivan en una oficina.

A.9. PRINCIPALES CONVENCIONES DE DIBUJO

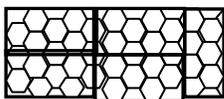
	Curva de nivel
	Cerca de alambre de púas con poste de madera
	Cerca de alambre de púas con poste de concreto
	Zona pantanosa
	Zona inundable
	Talud de dique o terraplén (vista en planta)
	Talud de canal abierto
	Terreno natural (vista en elevación)
	Nivel de agua (N.A.)
	Perfil del dique en la cimentación (vista en elevación)



Perfil del dique en la corona (vista en elevación)



Tablestaca (vista en planta)



Estructura en gaviones

CAPITULO 4

DEFINICION DE TERMINOLOGIA, SIMBOLOS Y ABREVIATURAS

4.1. Introducción

El presente documento contiene información sobre el glosario de términos técnicos, abreviaturas y símbolos empleados en los diferentes capítulos y en los temas bibliográficos asociados que conforman la guía para diseño y construcción de obras para protección contra inundaciones.

El glosario de términos de uso frecuente en proyectos de diseño y construcción, es un documento técnico de apoyo para la lectura de documentación bibliográfica asociada a los proyectos de protección contra inundaciones.

El propósito es contar con un referente que describa en forma general los significados de los diferentes términos técnicos utilizados.

Con la finalidad de facilitar su uso, los términos con sus respectivas definiciones han sido organizados por orden alfabético; conteniendo además, en la última parte algunas abreviaturas y símbolos de uso frecuente.

Como toda ciencia, la ingeniería asociada a las obras fluviales está en permanente cambio e innovación, por lo que será necesario que el presente documento sea revisado periódicamente para su actualización y retroalimentación.

4.2. TERMINOLOGIA

A:

Abanico fluvial: formación de sedimentos que se origina cuando una corriente sale de un valle angosto de pendiente fuerte y llega a un valle amplio de pendiente baja. Su forma semeja un segmento de sección cónica, visto en planta parece un abanico y tiene una pendiente uniforme desde el ápice hasta el borde final. Se presenta normalmente en áreas áridas y montañosas con pendientes fuertes, aunque en ocasiones se encuentra en zonas húmedas.

Acorazamiento del cauce: proceso natural que ocurre cuando el lecho tiene sedimentos con gradaciones extendidas de forma que el flujo de agua remueve las partículas finas ocasionando un reacomodo de las partículas más gruesas que forman una capa protectora o coraza, que mantiene debajo de ella a toda la granulometría original, incluyendo los granos mas finos.

Agradación: proceso que se presenta si el nivel del lecho del río se eleva o si las márgenes se desplazan hacia el interior del cauce y ocurre cuando hay excesos de sedimentos que la corriente no puede arrastrar.

Albardones: son crestas bajas paralelas al curso del río, pierden altura y pendiente a medida que se alejan del mismo, su mayor altura se presenta cerca al cauce del río, debido a la acumulación de sedimentos causados por pérdidas repentinas de capacidad de transporte cuando el río desborda sus márgenes.

Aluvión: material depositado por una corriente en un cauce, la planicie de inundación, un abanico aluvial o un delta.

Amenaza: probabilidad de ocurrencia de un evento potencialmente desastroso durante cierto período de tiempo en un sitio determinado.

Ancho de la superficie libre del agua: ancho de la sección del cauce en la superficie del agua. Según el ancho los cauces pueden ser: pequeño, si ancho < 30 m; medio, si ancho entre 30 y 150 m; amplio, si ancho > 150 m.

Ángulo de reposo: máximo ángulo de inclinación (medido con relación a la horizontal) que pueden tener en estado natural materiales como arenas y gravas.

Antrópico: relativo al hombre o a lo antropogenético, esto es, a lo causado por el hombre. Hablamos de factores antrópicos cuando nos referimos a la actividad humana, de riesgos antrópicos cuando hablamos de nuestra intervención.

Arcilla: material pasante del tamiz N° 200 (0.074 mm) que tiene plasticidad dentro de cierto rango de contenido de agua y es bastante resistente cuando está seco (Sistema de Clasificación Unificada de Suelos EUA).

Area mojada: área de la sección transversal del cauce por debajo de la superficie libre del agua y perpendicular a la dirección del flujo.

B:

Banca del cauce: lados o pendientes laterales de un cauce que confinan el caudal. Cuando el caudal corresponde a la capacidad máxima de conducción dentro de los límites de dichos lados o bordes del cauce principal, se dice que se tiene banca llena.

Banca izquierda, derecha: lados de un cauce vistos hacia aguas abajo.

Barra: depósito alargado de material aluvial, sin vegetación permanente, que se forma dentro o a los lados de los ríos.

Barra punta: depósito aluvial de arena o grava que carece de vegetación permanente. Ocurre en un cauce en el interior de un meandro, usualmente, un poco hacia aguas abajo del vértice de la curva.

Basculamiento: cambio de pendiente en el fondo del río.

Bolsacreto: Son formaletas flexibles y permeables, elaboradas a partir de cintas planas de polipropileno, que forman un textil tejido de excelentes características ingenieriles. Se fabrican según dimensiones establecidas para optimizar su manejo, utilización y colocación en el lugar de trabajo. Los bolsacretos contienen una masa de mortero o de concreto conformando un enrocado de gran tamaño, adecuado para obras de protección de riberas y estabilización de taludes. El tejido de la bolsa, permite la salida con facilidad del agua de amasado, favoreciendo así el fraguado inicial de la mezcla sin que se presenten pérdidas de cemento cuando el agua de amasado sale de la bolsa. La degradación de las fibras que conforman la bolsa se produce mucho tiempo después del fraguado del concreto dejando al descubierto un tipo de enrocado artificial.

Bordes del cauce principal: extremos o límites del cauce principal que lo separan de las laderas y/o zonas de inundación.

C:

Canal: conducto por el cual circula un fluido con una superficie libre sometida a la presión atmosférica. De acuerdo con su origen, un canal puede ser natural o artificial.

Canalización: alineación y profundización de un cauce natural.

Cantos: fragmento de roca que está en el rango de tamaño entre 64 a 250 mm. (Sistema de Clasificación Unificada de Suelos EUA).

Carga de sedimentos: cantidad de sedimentos que es movida por una corriente ya sea en el fondo o en suspensión.

Carga de lecho: material que tiene su origen en el cauce del río y puede ser transportado como carga de lecho en el fondo o como carga de lecho suspendida.

La carga de lecho es generalmente granular de tipo piedras, gravas, y arenas. La carga suspendida está formada usualmente de arenas, limos y arcillas.

Carga de lecho en el fondo: material del lecho que es transportado en una capa próxima al fondo ya sea por deslizamiento, rodamiento o saltación, y tiene un espesor aproximadamente igual a dos veces el diámetro de la partícula media.

Carga de lecho suspendida: material del lecho que es transportado en suspensión por el flujo de agua. El líquido levanta las partículas debido a su velocidad y turbulencia. La carga de sedimentos en suspensión puede representar el 90% o más de todo el transporte sólido de un río.

Carga en suspensión: material del lecho que es transportado en suspensión (carga de lecho en suspensión) por el flujo de agua debido a su velocidad y turbulencia. El origen del sedimento puede ser fluvial o provenir de la cuenca de drenaje (carga lavada).

Carga lavada: sedimentos que tienen su origen en la cuenca hidrográfica con tamaño de partículas menores que las representativas del sedimento en el fondo del cauce. La carga lavada está formada por partículas muy finas especialmente limos y arcillas que son mantenidas fácilmente en suspensión debido a su poco peso. El tamaño es usualmente menor que 0.062 mm para cauces de lecho arenoso. Arcillas, limos y arenas se consideran como carga lavada en cauce formados por grava gruesa y piedra.

Carga total: sedimentos compuestos por la carga de lecho más la carga suspendida.

Cauce: fondo y lados que confinan el flujo de una corriente natural o artificial.

Cauce aluvial: cauce de un río formado en material aluvial sin roca susceptible de ser expuesta al flujo. Es un cauce controlado por las interacciones entre el flujo y las fronteras sólidas deformables.

Cauce anastomosado o ramificado: cauce dividido en varios brazos para caudales medios y bajos por islas o barras. El ancho de las islas o barras es mayor que aproximadamente tres veces el ancho del agua. Los brazos individuales están mas separados que aquellos de un cauce trenzado. Las islas pueden desplazarse hacia aguas abajo, pero cuando una isla permanece en su mismo sitio es cubierta por vegetación.

Cauce en pantano: cauce normalmente muy amplio por no existir pendiente o ser muy pequeña, además presenta zonas muertas y saturadas por altos niveles freáticos. Los tirantes son reducidos y se crea un ambiente favorable para el crecimiento de la vegetación.

Cauce cohesivo: cauce alojado en materiales predominantemente arcillosos.

Cauce divagante: cauce que presenta procesos erráticos de desplazamiento, erosión y sedimentación sin modelos definidos de meandros o trenzamientos.

Cauce estable o en equilibrio: condición que existe cuando una corriente tiene pendiente y sección transversal que permiten el transporte de agua y sedimentos sin agradación ni degradación del lecho o de las bancas del cauce.

Cauce meándrico: cauce que presenta un proceso caracterizado por erosión de las bancas y depósito de sedimentos en barras. Se caracteriza por tener curvas de sentido contrario unidas por tramos rectos y cortos. Normalmente, la pendiente es baja, propia de valles amplios. Pueden presentar erosión en las márgenes cóncavas o exteriores de las curvas, principalmente en los tramos de aguas abajo.

Existen profundas depresiones del fondo en las curvas y altas velocidades en las cercanías de las márgenes cóncavas. Los tirantes en las transiciones son menos profundos si se comparan con los que ocurren en las curvas. La sinuosidad es mayor que 1.06. El material transportado es arenoso.

Cauce no aluvial: cauce de un río formado enteramente en roca.

Cauce no cohesivo: cauce alojado en materiales formados por partículas sueltas.

Cauce principal: cauce formado por el caudal dominante, o sea el que, en promedio, llena el cauce hasta el punto de desbordarse por las laderas.

Cauce recto: tiene una sinuosidad pequeña para niveles altos del río, con valor entre 1.0 y 1.05. El cauce para niveles bajos desarrolla barras alternadas y el thalweg se ubica entre las barras siguiendo un alineamiento sinuoso.

Cauce trenzado: cauce dividido en varios brazos a lo largo de su recorrido, que se entrelazan y se vuelven a separar por islas o barras pequeñas, para caudales bajos a medios. El ancho de las islas o barras es menor que aproximadamente tres veces el ancho del agua. Tiene el aspecto de un cauce amplio único con algunos brazos que transportan agua. Estos cauces son amplios y las márgenes no están definidas. En las crecientes, el agua cubre todos los brazos y grandes

cantidades de sedimentos se depositan relleno los cauces antiguos. Por ello, en la siguiente época de estiaje se forman nuevos cauces entrelazados.

Generalmente, estos cauces tienen pendientes altas, el material es grueso y llegan a ellos grandes cantidades de sedimentos. La principal característica de los ríos trenzados es que están sujetos a un proceso de sedimentación.

Caudal: volumen de agua pasando a través de la sección de un cauce en la unidad de tiempo.

Caudal anual: máximo caudal en un año, ya sea el diario o el instantáneo.

Caudal de diseño: caudal máximo que se espera pueda presentarse durante la vida útil de una estructura y que se adopta para su diseño.

Caudal dominante: caudal formativo de un cauce principal. El caudal dominante determina las dimensiones principales y características del cauce natural.

Depende del caudal máximo y mínimo, la duración y la frecuencia de la creciente.

Para corrientes perennes, se asume normalmente que el caudal dominante es aproximadamente igual a la media anual del caudal máximo, que varía entre el caudal con período de retorno de 1.5 años para regiones húmedas y 10.0 años para regiones áridas. Cuando se consideran relaciones hidráulicas geométricas, el caudal dominante puede ser tomado como el caudal a banca llena con un período de retorno de aproximadamente 1.5 años en la mayoría de los cauces naturales.

Caudal máximo probable: caudal de creciente poco frecuente calculado por métodos hidrológicos, usualmente para el diseño de estructuras hidráulicas como rebosaderos.

Caudal medio o normal: es el caudal que prevalece durante gran parte del año.

Caudal sólido: volumen de sedimentos por unidad de tiempo que cruza una sección transversal de un río.

Caudal unitario: relación entre el caudal total y el ancho de la superficie libre del agua.

Cinturón meándrico: Es la franja de terreno a lado y lado del cauce principal de un río donde se registran los movimientos o desplazamientos históricos, en horizontal, del cauce.

Coefficiente de rugosidad: medida numérica de la resistencia a la fricción de un fluido en un conducto.

Colchacretos: Son formaletas textiles diseñadas para ser llenadas con concreto hidráulico, mortero o suelo cemento y obtener formas predeterminadas para obras de protección o revestimiento de suelos, canales abiertos y estructuras hidráulicas.

Colchagaviones: O también conocidos como colchonetas reno, son estructuras concebidas para la protección o fijación del lecho y orillas de cauces o corrientes de agua, para contrarrestar el

proceso erosivo o de socavación. Son gaviones de suelo-cemento en proporción 6:1, (suelo: materiales arcillosos), colocado en sacos de fibra natural hasta el 60% de su capacidad.

Coluvi6n: material proveniente del desprendimiento de las laderas.

Compuerta fusible: El sistema es concebido para no poner nunca en peligro, independientemente de las circunstancias, la obra, los bienes y las personas ubicadas aguas abajo. Ofrece adem6s una fiabilidad y una precisi6n muy superiores a las de los sistemas no mec6nicos convencionales, tal como los diques fusibles o las presas de agujeros. La estabilidad de las compuertas y sus caracter6sticas de vuelco en toda situaci6n desfavorable (choques, se6smos, impacto de objetos pesados, empujes del hielo, falta de mantenimiento, vandalismo, deterioro de juntas, obstrucci6n accidental de los dispositivos de purga o de los pozos) se han estudiado y comprobado mediante ensayos sobre modelos reducidos y prototipos.

Los resultados de los estudios demuestran la fiabilidad excepcional de las compuertas, una ventaja clave en un 6mbito en que los fallos pueden tener consecuencias catastr6ficas.

Confluencia: uni6n de dos o m6s corrientes.

Conos aluviales: son formas resultantes de la acumulaci6n de los sedimentos transportados por corrientes fluviales procedentes de las altas vertientes, que encuentran una disminuci6n marcada de la pendiente en las partes bajas de las monta6as para su depositaci6n.

Contracci6n: efecto de la constricci6n del flujo en un cauce debido a la reducida capacidad para el paso de un caudal.

Control artificial: presencia en un cauce de estructuras hidr6ulicas como estribos y pilas de puentes, presas, espolones, escalones, etc.

Control geol6gico: presencia en un cauce de controles estructurales como fallas, lineamientos, sinclinales, anticlinales, a estratos m6s resistentes.

Corriente: cuerpo de agua que corre en un cauce con tama6o variable entre un r6o grande o un peque6o riachuelo.

Corriente ef6mera: corriente o tramo de una corriente que no tiene agua durante ciertos per6odos del a6o.

Corriente peremne: corriente o tramo de una corriente que transporta agua todo el a6o o la mayor parte de 6l.

Corriente peremne pero instant6nea: corriente caracterizada por niveles de agua variando r6pidamente, como indica un hidrograma con pico agudo.

Corte de meandros: es el resultado de la expansi6n de la curvatura de un meandro, su estrangulamiento y finalmente el corte del mismo. En la evoluci6n de un meandro, las curvas aumentan su longitud, pero debido a la erosi6n de las m6rgenes exteriores de las curvas, se

produce un acercamiento entre las márgenes cóncavas hasta que ocurre un estrangulamiento y ésta se corta. Esto sucede durante avenidas grandes cuando se excede la capacidad del cauce y el agua pasa sobre la parte más estrecha, erosionando las márgenes y produciendo un cauce más corto llamado corte o rectificación.

Eventualmente, este nuevo cauce amplio y profundo aísla al antiguo meandro dejándolo como un lago en forma de cuerno o herradura. El corte de meandros es empleado en numerosos ríos del mundo para reducir las distancias y mejorar los radios de curvatura.

Cruce: tramo relativamente corto y bajo de una corriente situado entre curvas.

Cuenca de drenaje: área confinada por divisorias de agua teniendo frecuentemente una salida para el flujo de escorrentía.

Curva de calibración de caudales: representa h la relación entre la profundidad del agua y el caudal en una sección transversal del cauce.

D:

Delta: depósito de material generalmente fino. Ocurre donde la velocidad se reduce repentinamente por la entrada de la corriente a un gran cuerpo de agua como puede ser un lago, un embalse o el mar. Los deltas tienen una forma generalmente triangular en que la corriente descarga a través de un sistema de cauces de diferentes dimensiones.

Defensa: obra de protección de márgenes, usualmente permeable, que se realiza mediante obras longitudinales de revestimiento de orillas o con diques longitudinales.

Degradación o erosión de ríos: proceso que se presenta si el nivel del lecho baja o si las márgenes se desplazan hacia afuera y ocurre cuando la carga de sedimentos es inferior a la capacidad de transporte del flujo de agua.

Depósitos coluviales: son depósitos constituidos por detritos acarreados dentro del valle por el lavado de las pendientes y mezclados en cantidades variables con el material del talud.

Desbroce: Desenmalece y retiro de material vegetal de la franja de terreno donde se construirá un dique o cualquier obra civil.

Desviación: estructura que tiene por objeto dejar en seco el sitio de construcción de una obra hidráulica para lo cual hay que cambiar temporalmente el curso del río.

Diámetro mediano: tamaño de una partícula que corresponde al 50% de una curva granulométrica de forma tal que la mitad de las partículas (por peso para muestras de arena, limo o arcilla y por número de elementos para gravas) son mas grandes y la otra mitad son mas pequeñas.

Dinámica fluvial: cambio del cauce en que intervienen como fuerza activa el caudal circundante y como elementos pasivos los sedimentos del contorno del cauce.

Dique: estructura para el realce de orillas contra inundaciones o para el cierre de brazos o rompederos. Se usa adicionalmente como vía de comunicación terrestre.

Puede construirse en tierra, en piedra o en material procedente de dragados. Debe retirarse suficientemente de la orilla y tener las dimensiones y materiales adecuados para evitar el rebose, el volcamiento, el deslizamiento y tener todas las protecciones contra tubificación y socavación.

Dique encauzador: dique que se extiende a uno o ambos lados de los estribos de un puente, principalmente hacia aguas arriba, para dirigir el flujo a través de la abertura. Algunos diques encauzadores también se extienden hacia aguas abajo del puente.

Divagación de la corriente: movimiento que ocurre eventualmente en el cauce principal dentro del plano de inundación propio de zonas bajas inundables y de piedemonte.

Dique fusible: A diferencia de los diques convencionales, en su funcionamiento hidráulico el dique fusible tiene previsto desde su diseño ser desbordado por los niveles de la creciente del río. Un dique fusible es un terraplén de material seleccionado, diseñado para ser removido de una manera controlada, cuando la creciente del río supere a la creciente de diseño. Una vez se alcance este estado, el material sobre la corona del fusible es removido por las aguas de la creciente y el resto del dique comienza a trabajar como un vertedero de cresta ancha.

Dragado: extracción de materiales del lecho o de las márgenes de un cauce por medios manuales o mecánicos.

Dunas: forma de lecho con ondulaciones mayores que los rizos con pendiente más suave aguas arriba y ángulo de reposo aguas abajo. La longitud de las dunas varía entre 0.6 m y varios metros. Se presentan cuando el esfuerzo cortante aumenta para causar movimiento de partículas pero con números de Froude menores que 1. Su distribución en el lecho y su altura son bastante irregulares. El coeficiente de rugosidad de Manning varía entre 0.018 y 0.040.

E:

Embalse: volumen de agua retenido en un vaso topográfico natural o artificial gracias a la realización de obras hidráulicas.

Encauzamiento: arreglo o intervención realizado en un tramo de un río para: protección frente a inundaciones, protección de las márgenes del río, fijación de un cauce estable para el río, mejorar las condiciones del flujo de agua, formación o fijación de un canal navegable y recuperación de los valores naturales de un río.

Enrocado: roca triturada o bloques pre-fabricados de concreto tirados o colocados para conformar o proteger una estructura, las bancas de un río o un terraplén de la erosión (riprap).

Equilibrio del fondo del río: ocurre cuando el fondo del río no sufre modificaciones en su cota.

Equilibrio en ríos: ocurre cuando no varía el perfil del fondo y de las márgenes del cauce y por lo tanto existe equilibrio entre los sedimentos que son transportados hacia el sitio y desde el sitio.

Erosión: proceso por el cual la superficie de la tierra se desgasta por acción de agentes externos como agua, hielo, viento, variaciones térmicas, organismos vivos o el hombre. Este proceso incluye la meteorización, que no implica transporte de material.

Esfuerzo cortante o fuerza tractiva: fuerza que actúa sobre el lecho de un cauce en la dirección del flujo.

Esfuerzo cortante crítico o fuerza tractiva crítica: fuerza tractiva máxima que no causa erosión importante en el material que forma el lecho del cauce en una superficie plana.

Espigón: estructura en forma de terraplén o pared que se apoya o empotra en las bancas de un cauce y se construye transversalmente al flujo sin atravesarlo de lado a lado. Su función es desviar las líneas de corriente alejándolas de la orilla donde se construyen y evitar así que ésta sea erosionada. Además, los espigones reducen velocidades locales favoreciendo que entre ellos se depositen materiales que arrastra el río lo que permite el crecimiento de vegetación nativa. Otros propósitos de los espolones son proteger estructuras y aumentar la profundidad con propósitos de navegación. se pueden construir en diferentes materiales, los más comunes son: enrocado, gaviones, bolsacretos, entre otros.

Espolón: ver espigón.

Estribo: elemento de la infraestructura de un puente que sirve de cimentación y apoyo con las laderas.

Estructuras de conducción del agua: transportan el agua de un punto a otro, o unen dos fuentes de caudales.

Estructuras de contención: mantienen un desnivel entre aguas arriba y aguas abajo. Son en general presas que interceptan la corriente de los ríos en los cañones o valles fluviales elevando el nivel de aguas arriba y generando un embalse en el vaso topográfico natural.

Estructuras de control fluvial: obra construida en un río o colocada en su proximidad con el fin de deflectar la corriente, inducir la depositación de sedimentos, la socavación, o en general, modificar el régimen de flujo y sedimentos de una corriente.

Estructuras de derivación: estructuras dispuestas para elevar el nivel del agua contribuyendo a incrementar la carga y facilitar su captación con diferentes propósitos.

Estructuras de disipación de la energía del agua: obras para amortiguar el poder erosivo del agua evitando su acción destructora. Pueden ser canaletas amortiguadoras, saltos de trampolín sumergido, saltos de squi, baffles, etc.

Estructuras de evacuación de aguas de exceso: son los vertederos, rebosaderos o aliviaderos que sirven para evacuar el agua sobrante en forma controlada durante épocas de creciente. En algunos casos estas estructuras se construyen en el cuerpo de la presa y en otras, separadamente.

Estructura geológica: presencia de fallas, pliegues, buzamiento, estratificación de capas, fracturamientos.

Estructuras de regulación: controlan la acción erosiva de las corrientes en el fondo y orillas de los cauces. Las estructuras reguladoras no crean como regla general embalses sino que actúan sobre la dirección y la magnitud de las velocidades de flujo. Además de su función protectora, pueden garantizar las profundidades y condiciones necesarias para navegación y flotación de maderas, crear condiciones para captación de aguas en los ríos, ganar tierras al mar, etc.

Pueden pertenecer a este grupo los diques, las baterías de espolones, los paneles sumergidos, entre otros.

F:

Flujo crítico: representa condiciones inestables del flujo entre subcrítico y supercrítico. Número de Froude (Fr) = 1.

Flujo subcrítico, tranquilo o lento: las fuerzas gravitacionales ejercen gran influencia sobre el flujo, que se caracteriza por tener profundidades mayores que la profundidad crítica y velocidades bajas menores que la crítica del flujo. Número de Froude (Fr) < 1. Es el más común en ríos. El control del flujo está aguas abajo.

Flujo supercrítico, rápido o torrencial: las fuerzas inerciales son dominantes sobre el flujo, que se caracteriza por tener profundidades menores que la profundidad crítica y velocidades altas mayores que la crítica del flujo. Número de Froude (Fr) > 1. El control del flujo está aguas arriba.

Flujo helicoidal: movimiento tri-dimensional de las partículas de agua a lo largo de una espiral en la dirección del flujo que es de la mayor importancia en las curvas de un cauce. Su efecto es remover partículas de suelo en la banca cóncava o externa y depositarlas en la banca opuesta en forma de barra.

Flujo uniforme: los parámetros hidráulicos del flujo permanecen constantes a lo largo del conducto.

Flujo variado: los parámetros hidráulicos del flujo varían a lo largo del conducto.

Flujo permanente: los parámetros hidráulicos del flujo permanecen constantes en el tiempo.

Flujo no permanente: los parámetros hidráulicos del flujo varían en el tiempo.

Flujo sobre las bancas: movimiento del agua sobre las bancas o sobre el borde del cauce principal hacia las laderas de un río debido al incremento de los niveles del agua o a la escorrentía superficial.

Formas de lecho o formas de fondo: forma reconocible del lecho de un cauce.

En ríos de arenas se presentan: lecho plano, rizos, dunas, antidunas, rápidos y pozos). En ríos de gravas y material más grueso se presentan: saltos y pozos, escalones-pozos, caídas-pozos.

Fuerza tractiva o esfuerzo cortante: fuerza que actúa sobre el lecho de un cauce en la dirección del flujo.

Fuerza tractiva crítica o esfuerzo cortante crítico: fuerza tractiva máxima que no causa erosión importante en el material que forma el lecho del cauce.

G:

Gavión: El gavión consiste en un recipiente, por lo general en forma de paralelepípedo, de malla de alambre galvanizado (enrejados triple torsión) y lleno con cantos de roca, piedra de cantera o material adecuado del que se disponga. Generalmente se utiliza para el encauzamiento de ríos, protección y defensa de márgenes, incluyendo su integración medioambiental, construcción de diques de regularización y corrección de torrentes, construcción de puentes y pasarelas provisionales, construcción de muros de contención en carreteras y obras de todo tipo que precisen contención de tierras junto con una adecuada integración en el entorno.

Geomorfología: rama de la fisiografía y de la geología que trata de la forma de la tierra, la configuración de su superficie y los cambios que ocurren debido a la erosión o sedimentación.

Geomorfología fluvial: ciencia que trata de la morfología (forma) y la dinámica de las quebradas y ríos. Estudia la estructura y forma de los ríos, incluyendo la configuración del cauce en planta, la geometría de las secciones transversales, la forma del fondo y las características del perfil.

H:

Hidráulica: ciencia aplicada que estudia el movimiento del agua especialmente en tuberías, canales, estructuras y en el suelo.

Hidráulica fluvial: estudio del comportamiento de los ríos con relación a caudales líquidos y sólidos, niveles, velocidades de flujo, variaciones del fondo por degradación y sedimentación, capacidad de transporte de sedimentos y ataques contra las márgenes.

Hidrograma: representa la variación del caudal Q de escorrentía con respecto al tiempo.

Hidrología: ciencia que estudia la ocurrencia, distribución y circulación del agua en la tierra.

Humedal: aquella zona húmeda creada debido a su elevada capacidad de retención de agua. La convención internacional firmada en Ramsar (Irán) en 1971, fue incorporada como Ley de la República en 1997, se trata de la Ley 357. El texto legal define como humedales a “...las extensiones de marismas, pantanos, turberas o superficies cubiertas de aguas, sean estas de régimen natural o artificial, permanentes o temporales”.

I:

Incisión de cauces: resultado del desequilibrio entre la capacidad de transporte de la corriente y el suministro de carga sólida, de forma que las aguas aumentan su carga sólida tomando sedimentos del lecho del río, produciendo erosión del fondo y un encajonamiento de los caudales en ríos progresivamente mas profundos.

Inundación: acumulación de agua causada por: lluvias intensas sobre áreas planas; deficiencias de drenaje; desbordamiento de corrientes naturales; desbordamiento de ciénagas; avalanchas producidas por erupciones volcánicas, sismos, deslizamientos y formación de presas naturales; obstáculos al flujo por la construcción de obras civiles y sedimentación de cauces.

Islas: depósito de materiales que se forman dentro de los ríos y que permanecen con vegetación. Son visibles para caudales medios o normales y dividen el flujo de una corriente. Algunas islas se originan por crecimiento de vegetación en una barra, por depósito de sedimentos aluviales o por la confluencia de corrientes tributarias.

J:

Jarillón : ver Dique

Juventud del río: corresponde a la parte más alta de la cuenca hidrográfica en donde se originan el caudal y los sedimentos. Está caracterizada por tener fuertes pendientes, velocidades altas, erosión vertical alta y caudales bajos. El cauce transcurre por relieves escarpados y estratos rocosos principalmente. La energía del río se consume en profundizar el cauce. Presenta muchos tributarios cortos y rectos, sección transversal en forma de V con cañones estrechos y profundos, no hay llanura de inundación y el cauce tiene rápidos y cascadas a través de lecho rocoso.

L:

Ladera: zona del río situada hacia cada lado por fuera del borde del cauce principal. La zona de ladera adena al cauce principal constituye la planicie inundable del río.

Lecho plano sin transporte: forma de lecho en que la resistencia al flujo anterior al inicio del movimiento de sedimentos es equivalente a la situación de un cauce en lecho fijo. La resistencia al flujo depende básicamente de la rugosidad del lecho. Los valores del coeficiente n de Manning varían entre 0.012 y 0.014 dependiendo del tamaño de la arena. Después de que se inicia el movimiento, un lecho plano puede presentar rizos para arenas menores que 0.5 mm o dunas para arenas de tamaños mayores.

Lecho plano con transporte: forma de lecho en que las dunas tienden a desaparecer a medida que se incrementa el número de Froude y condiciones de lecho plano se presentan, provocando una disminución en la rugosidad del lecho.

En este caso, el coeficiente de rugosidad de Manning varía entre 0.010 y 0.013.

Un lecho con dunas puede cambiar directamente a uno con ondas estacionarias sin necesariamente implicar la formación de lecho plano.

Limo: material con tamaño más pequeño que 0.062 mm y mas grande que 0.004 mm que tiene poca plasticidad y poco resistente cuando seco (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos EUA).

M:

Madrevieja: antiguo lecho de un río que puede permanecer cubierto de agua estancada durante casi todo el año. Puede tener forma de media luna, que se desarrolla por procesos naturales de dinámica fluvial como la divagación del cauce. Ver corte de meandros.

Madurez del río: zona intermedia del río caracterizada por tener muchos meandros, ancho del valle equivalente al ancho de la campana del meandro, equilibrio entre los sedimentos que son removidos del cauce y los que son depositados. La energía del río se consume en profundizar y ampliar el cauce.

Material aluvial: partículas no consolidadas depositadas por la corriente en el cauce, las zonas de inundación, los deltas o los abanicos fluviales.

Material coluvial: proveniente del desprendimiento de laderas.

Material cohesivo: partículas muy pequeñas de arcilla o limo que ofrecen resistencia al flujo de agua dependiendo de las fuerzas cohesivas.

Material granular: partículas sueltas como arena o gravas. La fuerza que un líquido debe hacer para mover las partículas es función del peso de cada partícula y del coeficiente de fricción interna.

Material rocoso: formación sólida que no es usualmente movida o erodada por una corriente de agua, al menos durante el tiempo de vida útil de una estructura.

El material rocoso puede comportarse como granular si está fracturado y la energía del flujo es muy alta.

Meandro: curva individual de una corriente sinuosa situada entre puntos de inflexión de curvas contiguas.

Medidas de control fluvial: acción o estructura que sirve para prevenir problemas de erosión, socavación o sedimentación. Ver estructuras de control fluvial.

Migración: cambio en la posición de un cauce por erosión lateral de una banca y simultáneamente agradación de la opuesta. Ocurre dentro de las zonas bajas inundables y puede afectar poblaciones, puentes, presas, etc. Un ejemplo de migración lateral de la corriente se presenta en las curvas de meandros en que la capacidad de arrastre de los sólidos es mayor en la parte externa que en la parte interna lo que tiene gran influencia sobre la migración de la corriente. La migración también se puede dar en sentido longitudinal. La migración propicia la formación de madreviejas y de nuevos meandros.

Morfología fluvial o geomorfología fluvial: es la rama especializada de la geomorfología que se encarga del estudio de los accidentes geográficos, formas y relieves ocasionados por la dinámica fluvial.

Movimiento incipiente de sedimentos: condición para la que el flujo de agua está a punto de empezar a mover las partículas de sedimento.

Muros deflectores: serie de espolones cortos y bajos hechos de piedra o de otro material resistente a la erosión, colocados para controlar la estabilidad del cauce y también para mejorar las condiciones de navegación. Permiten el paso del agua sobre la estructura para deflectarla y direccionarla hacia el cauce alejándola de las laderas.

N:

Nivel de aguas máximas: máximo nivel que puede alcanzar el agua correspondiente, por ejemplo, al caudal máximo considerado en el diseño de una estructura.

Nivel medio o normal del agua: nivel del agua que prevalece durante la mayor parte del año.

Número de Froude: número adimensional que representa la relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales. Números de Froude altos indican velocidades altas y gran potencial de socavación.

O:

Obras marginales: obras para proteger directamente la banca de los ríos, tanto en curvas como en tramos rectos. Evitan el contacto directo de las líneas de corriente de alta velocidad con los materiales de la banca de modo que estos no se laven. Pueden ser: recubrimientos de taludes, retardadores de velocidad, tablestacas, pantallas, muros, enrocados, diques, muelles.

Obras transversales: obras cuya finalidad es la de desviar las líneas de corriente de las orillas hacia el centro del lecho. También sirven para recuperar orillas perdidas en curvas cóncavas y servir para centrar canales en los cruces de ríos navegables. Existen algunas obras transversales que unen las orillas opuestas y sirven para regulación de caudales, disminuir pendientes y atrapar sedimentos, tales como las presas de retención de sedimentos. Las obras transversales más conocidas son los espolones y su función principal es la de proteger la banca exterior de las curvas. Otras son las traviesas de fondo.

Ondas estacionarias: forma en que el lecho adopta aproximadamente una forma sinusoidal. Aunque las partículas se muevan aguas abajo, las ondulaciones pueden permanecer en el sitio o también pueden moverse. Las ondas estacionarias mantienen su forma durante algún tiempo. El coeficiente de rugosidad de Manning varía entre 0.011 y 0.016.

P:

Pantanos: suelos que permanecen cubiertos de agua durante la mayor parte del año, impropios para la agricultura.

Pendiente crítica: pendiente del canal que mantiene un determinado caudal con una profundidad uniforme y crítica.

Pendiente subcrítica: pendiente menor que la crítica que mantiene un determinado caudal con una profundidad uniforme y mayor que la crítica.

Pendiente supercrítica: pendiente mayor que la crítica que mantiene un determinado caudal con una profundidad uniforme y menor que la crítica.

Pentápedo: sistema de protección de bancas construido en concreto prefabricado de cinco brazos unidos centralmente. Estos brazos tienen el objetivo de reducir las fuerzas erosivas de las ondas que se aproximan a las orillas. Poseen gran permeabilidad. Su aplicación inicial fue en la protección de costas para resistir las altas fuerzas erosivas generadas por el oleaje y en menor grado se han usado para protección de laderas de ríos.

Perfil longitudinal: perfil de un cauce dibujado a lo largo de su línea al centro. El dibujo incluye las elevaciones de la superficie del agua y/o de su thalweg en el eje vertical y la distancia en el eje horizontal en escalas convenientes.

Perímetro mojado: longitud de la línea del lecho del cauce en contacto con el fluido.

Piedra: fragmento de roca con tamaño mayor a 250 mm. (Sistema de Clasificación Unificada de Suelos EUA).

Presas: estructura hidráulica de contención que permite conseguir niveles de inundación previstos y el embalsamiento de las aguas. Ver estructuras de contención.

Presas de retención de sedimentos: estructuras utilizadas para la corrección y estabilización de los torrentes con el fin de regular el flujo del agua y los sedimentos transportados, mediante la construcción de presas pequeñas escalonadas a lo largo del cauce. Se tiene como objetivo final la transformación de un curso natural de agua, caracterizado por una fuerte pendiente continua, en otro provisto de una serie de pequeñas presas implantadas a lo largo del cauce, que lo convierten en una especie de escalonamiento constituido por tramos con pendientes menores a la original, seguidos de saltos o caídas. El poder destructivo del flujo del agua y los sedimentos, que anteriormente se precipitaban pendiente abajo por el cauce natural, queda muy disminuido, o eliminado, al ser transformado dicho flujo en otro de menor velocidad, que va disipando gradualmente su energía en las caídas sucesivas a lo largo del torrente.

Profundidad crítica: límite entre flujo subcrítico y supercrítico para el que la energía específica es mínima.

Profundidad de socavación: distancia vertical que el fondo de una corriente desciende por remoción de sedimentos con relación a un nivel de referencia o del terreno original.

Profundidad hidráulica: relación entre el área mojada y el ancho de la superficie libre del agua. En cauces muy anchos es aproximadamente igual a la profundidad del fluido.

Profundidad normal: profundidad correspondiente a condiciones de flujo uniforme.

Profundidad media: profundidad del agua que se presenta durante la mayor parte del año.

R:

Radio hidráulico: relación del área mojada con respecto a su perímetro mojado. En cauces muy anchos es aproximadamente igual a la profundidad del fluido.

Recalce: apuntalamiento y relleno del cimiento de una estructura socavada.

Rectificaciones: ver corte de meandros.

Régimen: modelo general de variación alrededor de una condición media.

Régimen de flujo laminar: se presenta cuando las fuerzas viscosas son muy fuertes con relación a las fuerzas inerciales. En el flujo laminar, las partículas de agua se mueven en trayectorias suaves definidas o líneas de corriente y las capas de fluido con espesor infinitesimal parecen deslizarse sobre capas adyacentes.

Régimen de flujo turbulento: se presenta cuando las fuerzas viscosas son débiles con relación a las fuerzas inerciales. En el flujo turbulento, las partículas de agua se mueven en trayectorias irregulares, que no son suaves y fijas.

Régimen de flujo en transición: representa un estado mixto entre los regímenes de flujo laminar y turbulento.

Régimen inferior del flujo o régimen de flujo bajo: se caracteriza por tener alta resistencia al flujo y bajo transporte de sedimentos. El fondo del cauce presenta configuraciones como lecho plano y sin transporte, rizos, o dunas. Estas formaciones no se reflejan en la superficie.

Régimen superior del flujo o régimen de flujo alto: presenta baja resistencia al flujo y alto transporte de sedimentos. El cauce presenta configuraciones como ondas estacionarias o antidunas y su efecto se refleja en la superficie.

Régimen de transición de flujo: existe en el cauce cuando el fondo presenta configuraciones como lecho plano con transporte. La configuración del lecho es errática.

Remanso o curva de remanso: incremento en la elevación de la superficie del agua hacia aguas arriba del estrechamiento de un cauce debido a la construcción, por ejemplo, de un puente o de una presa.

Remoción en masa: pérdida de materiales por deslizamiento o erosión de laderas.

Resalto hidráulico: flujo rápidamente variado que se presenta cuando se pasa de flujo supercrítico a subcrítico y se caracteriza por una elevación abrupta de la superficie del agua. El italiano Bidone realizó las primeras investigaciones experimentales en 1818.

Retardadores de velocidad: estructuras permeables, comúnmente construidas en y paralelas a la pata del talud de la orilla para ofrecer protección en la base, reduciendo las velocidades

laterales por desplazamiento de las líneas tangenciales de corriente de la banca. Pueden ser hechos de pilotes metálicos, de concreto y madera, trinchos sencillos o dobles, enmallados, tetrahedros, vehículos viejos y vagones de trenes.

Revestimiento: recubrimiento rígido o flexible colocado en una banca, ladera o terraplén como protección contra la erosión y socavación lateral para que la corriente no pueda erodar el material del talud y del fondo del lecho del río. Entre estos materiales y el del talud de la banca se coloca un filtro para evitar que las partículas finas pasen por las aberturas de la protección.

Por extensión, se aplica también a la protección del lecho de un cauce. Los recubrimientos se pueden hacer de materiales varios, entre ellos, revegetalizaciones, losas de concreto, gaviones, colchacretos, bolsacretos y enrocados.

Ribereño: perteneciente o relacionado con el río.

Riesgo: grado de pérdida esperada debido a la ocurrencia de un evento en particular y definida como el producto de la amenaza y la vulnerabilidad.

Río: corriente de agua bastante considerable que desemboca en otra o en el mar.

Rizos: forma de lecho con ondulaciones triangulares de pendiente suave en la cara de aguas arriba y pendiente natural del material en la cara de aguas abajo. La longitud varía entre 12 cm y 60 cm, y la altura entre 0.6 cm y 6 cm. Su distribución en el lecho es irregular. El coeficiente n de Manning varía entre 0.018 y 0.030. Se forman si el tamaño del sedimento es menor que 0.5 mm. Las partículas se transportan principalmente en el fondo del lecho. Cuando el material consiste de arena muy fina y las velocidades del flujo son bajas, los rizos se conservan y no se vuelve a condición de lecho plano. Los rizos causan mínima alteración en la superficie del agua.

S:

Saltos y pozos: forma de lecho en que alternan saltos formados por material granular grueso y pozos.

Sección de control: representa la sección transversal de un cauce en donde se tiene una relación definitiva entre el nivel y el caudal del flujo.

Sección transversal: diagrama a través de un cauce que ilustra las bancas, el lecho y la superficie del agua.

Sedimentación: ver agradación.

Sedimentos: partículas que una corriente lleva por deslizamiento, rodamiento, o saltación, ya sea en suspensión o sobre el fondo del lecho. Los sedimentos tienen su origen en el lecho, en las laderas del río y en la cuenca hidrográfica. Tres clases de materiales se distinguen en un cauce natural considerando únicamente la resistencia que ofrecen a ser transportados por una corriente: materiales no cohesivos o granulares, materiales cohesivos y rocas.

Sinuosidad: Es la relación que existe entre la longitud del thalweg y la longitud del valle. Según el valor de la sinuosidad ($S = l/L$) los cauces pueden ser: rectos si $1.0 < S < 1.05$, sinuosos si $1.06 < S < 1.25$, meándricos si $1.26 < S < 2.0$ y altamente meándricos si $S > 2.0$.

Sistema fluvial: sistema natural de ríos consistente de (1) una cuenca hidrográfica, área de escurrimiento u origen de sedimentos, (2) tributarios y cauces principales o zonas de transferencia de sedimentos y (3) abanicos aluviales, valles de relleno y deltas o zonas de depósitos de sedimentos.

Sitio crítico: zona de un río que presenta cierto grado de inestabilidad ya sea en sentido horizontal o vertical, o que está sujeta a inundaciones, pudiendo llegar a afectar el entorno.

Socavación: resultado de la acción erosiva del flujo de agua que arranca y acarrea material del lecho y de las bancas del cauce, usualmente considerada localizada, por ejemplo, alrededor de una estructura hidráulica.

Socavación a largo plazo: tendencia a la degradación que el lecho presenta a lo largo del tiempo debido a causas externas, ya sean naturales o inducidas por el hombre, pero sin tenerse en cuenta eventos extremos o crecientes. Por no ser de naturaleza transitoria, o sea que no se presenta durante crecientes, la socavación a largo plazo se considera de tipo permanente. Un cauce tiende a degradarse, por ejemplo, aguas abajo de presas y en zonas de corte de meandros.

Socavación general: descenso generalizado del fondo del río como consecuencia de una mayor capacidad de la corriente para arrastrar y transportar sedimentos del lecho en suspensión durante crecientes. Ocurre a todo lo largo del río y no necesariamente se debe a factores humanos como la construcción de un puente o de otra estructura. La socavación general más común es debida a la contracción del flujo que ocasiona la remoción de material a través de

todo o casi todo el ancho del cauce. La socavación general (transitoria) difiere de la socavación a largo plazo (permanente) puesto que al ocurrir durante crecientes se considera de carácter transitorio o cíclico. Otras causas de socavación general resultan de las características relacionadas con la corriente (recta, meándrica o trenzada), controles variables del flujo aguas abajo, flujo en codos, confluencias, etc.

Socavación general por contracción: socavación del lecho de un cauce debido a la aceleración del flujo causada principalmente por la disminución del ancho del flujo por estribos de puentes y espolones o por el cambio en el control aguas abajo de la elevación de la superficie del agua.

Socavación local: causada por la deflexión de las líneas de corriente, la turbulencia, la aceleración del flujo y los vórtices resultantes inducidos por la obstrucción al paso del agua debido a pilas, estribos, diques, terraplenes de acceso a un puente. Se presenta también en la punta de los espolones o aguas abajo de presas.

T:

Thalweg: línea que se extiende a lo largo del cauce siguiendo la parte más profunda del fondo, en donde las velocidades son usualmente mayores.

Tablaestacas: Son elementos metálicos y generalmente de acero que se hincan y se traban entre ellos para formar un muro o pared, que permite parar o reducir el paso de agua mientras se ejecutan obras en lechos o cauces, son estructuras flexibles cuya estabilidad se deriva del anclaje que se desarrolla en la parte empotrada del elemento, o se logra con un sistema de tirantes y bloques de anclaje, o bien por el soporte proporcionado mediante un sistema de puntales.

Travesía de fondo: estructura usualmente de enrocado que se construye perpendicular al flujo y a lo largo de las partes profundas en las curvas forzadas, buscando con ella disminuir las fuerzas erosivas del agua, controlar la degradación del cauce y proteger la pata de la orilla.

Tetrápodo: sistema de protección de bancas construido en concreto pre-fabricado de cuatro brazos unidos centralmente, con cada lado haciendo un ángulo de 109.5 grados con relación a los otros tres. Estos brazos tienen el objetivo de reducir las fuerzas erosivas de las ondas que se aproximan a las orillas y poseen gran permeabilidad. Su aplicación inicial fue en la protección de costas para resistir las altas fuerzas erosivas generadas por el oleaje y en menor grado se han usado para protección de laderas de ríos.

Tiempo o período de retorno: tiempo en años para el cual una creciente se supera al menos una vez en promedio. Es el inverso de la probabilidad de ocurrencia.

V:

Vejez del río: zona final del río de bajas pendientes, velocidades bajas y caudales altos, con ancho del valle mucho mayor que el ancho de la campana del meandro, amplia llanura de inundación con amplios sistemas de meandros y bajas colinas.

El cauce transcurre en estratos aluviales de gran espesor. La tendencia del cauce es a ampliarse.

Velocidad de caída de una partícula: máxima velocidad que la partícula alcanza cuando cae libremente en agua.

Velocidad media del flujo: velocidad del flujo en una sección transversal dada por la relación entre el caudal y el área mojada.

Velocidad crítica del flujo: velocidad que corresponde a flujo crítico.

Velocidad crítica para inicio de transporte de sedimentos: máxima velocidad del flujo que no produce erosión de un cauce.

Vertedero: estructura construida en un cauce para controlar el nivel del agua o aforar el caudal.

Viscosidad cinemática: relación entre viscosidad dinámica y la densidad del fluido.

Vórtice: movimiento de partículas de agua a lo largo de una trayectoria circular en la dirección general del flujo.

Vulnerabilidad: grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo, resultado de la probable ocurrencia de un evento desastroso.

4.3. ABREVIATURAS

A = área mojada

B = ancho de la superficie libre del agua o ancho total del cauce

C = coeficiente de velocidad de Chezy

c = cohesión

CAT = cota de alturas totales

CP = cota piezométrica

D = diámetro de la partícula de sedimento

D_n = diámetro tal que el n por ciento de la muestra en peso tiene partículas con tamaños menores que D_n .

D_{50} = diámetro del material del lecho de forma tal que la mitad de las partículas (por peso para muestras de arena, limo o arcilla y por número de elementos para gravas) son mas grandes y la otra mitad son mas pequeños.

$D_{\text{máximo}}$ = tamaño máximo representativo del sedimento

d_s = profundidad de socavación local

D_s = profundidad de socavación por contracción

D_T = profundidad de socavación total

E = energía específica

F_r = número de Froude

Φ = ángulo de fricción interna

g = fuerza debida a la aceleración de la gravedad

G = gravedad específica

$h = y$ = profundidad del agua (tirante hidráulico)

h_f = pérdida de energía por fricción

h_l = pérdida de energía local

h_p = pérdida de energía hidráulica

H = energía hidráulica total por unidad de peso

H_s = profundidad del agua después de ocurrida la socavación general

H_T = profundidad del agua después de ocurrida la socavación total

$I = S_f$ = gradiente hidráulico

K = coeficiente

K_a = factor de corrección por acorazamiento

K_c = factor de corrección por la forma del lecho

K_D = factor de corrección por tamaño del sedimento

K_h = factor de corrección por profundidad del flujo

K_i = factor de corrección por intensidad del flujo

K_s = rugosidad del grano del lecho

K_σ = factor de corrección por gradación del sedimento

n = coeficiente de rugosidad de Manning

NR = nivel de referencia

NAM = nivel de aguas máximas

NAB = nivel de aguas bajas

$NAME$ = nivel de aguas máximas extraordinarias

P = perímetro mojado

P/γ = energía de presión por unidad de peso (cabeza de presión)

q = caudal unitario

Q = caudal

Q_d = caudal de diseño

Q_{ex} = caudal extremo o de supercreciente

R = radio hidráulico

Re = número de Reynolds

S = pendiente de la solera del cauce

S_l = carga lavada

S_b = carga de lecho total = transporte total de sedimentos

S_{bb} = carga de lecho en el fondo = transporte de lecho en el fondo

S_{bs} = carga de lecho suspendida = transporte de lecho en suspensión

S_s = carga en suspensión = transporte en suspensión

S_t = carga total de sedimentos = transporte total de sedimentos

t = tiempo

T_r = tiempo de retorno

V = velocidad del flujo

V_a = velocidad de acorazamiento

V_c = velocidad crítica para inicio de transporte de sedimentos

V_{ca} = velocidad crítica de acorazamiento

V^* = velocidad cortante

V^*_c = velocidad cortante crítica para inicio del movimiento de sedimentos

V^*_{ca} = velocidad cortante crítica de acorazamiento

V_e = velocidad erosiva

V_r = velocidad real del flujo

$V^2/2g$ = energía cinética por unidad de peso (cabeza de velocidad)

$y = h$ = profundidad del agua

y_c = profundidad crítica

Z = energía potencial por unidad de peso (cabeza de posición)

Abreviaturas institucionales:

DTA – CVC = Dirección Técnica Ambiental – Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca.

SAG = Sociedad de Agricultores y Ganaderos del Valle del Cauca.

4.4. SÍMBOLOS

α = coeficiente de distribución de gasto

α' = coeficiente de energía o de Coriolis

β = coeficiente de frecuencia

β' = coeficiente de momentum, de cantidad de movimiento o de Boussinesq

Δ = densidad relativa

γ_m = peso específico de la muestra de sedimento y agua

γ_s = peso específico de la partícula

$\gamma = \gamma_w$ = peso específico del agua

μ = factor de corrección por contracción del cauce

ρ_s = densidad del sedimento

$\rho = \rho_w$ = densidad del agua

σ_g = desviación standard geométrica del sedimento

Σ = sumatoria

τ = esfuerzo cortante sobre el lecho

τ_c = esfuerzo cortante crítico

ν = viscosidad cinemática