

**VULNERABILIDAD DE LOS SISTEMAS DE AGUA
POTABLE FRENTE A DESLIZAMIENTOS**

ESTUDIO DE CASO

*Organización Panamericana de la Salud
Oficina Regional de la Organización Mundial de la Salud*

OPS / OMS

CARACAS, OCTUBRE 1997

La presente publicación es un resumen del informe preparado por los ingenieros José Grases, Iván Contreras y Gabriel Grases, cuyo título original es “Vulnerabilidad de los sistemas de agua potable y alcantarillado frente a deslizamientos, sismos y otras amenazas naturales – caso estudio”, 1997, el que evalúa la vulnerabilidad del sistema de abastecimiento de agua potable Tuy I, de la ciudad de Caracas, Venezuela.

Dicho trabajo fue elaborado en cumplimiento del contrato con la Organización Panamericana de la Salud/Organización Mundial de la Salud, dentro del marco de cooperación con la División de Ayuda Humanitaria del Ministerio de Relaciones Exteriores de la República Alemana.

El texto fue editado en el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS).

CONTENIDO

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES	1
Objetivos y alcance.....	5
CAPÍTULO 2: CARACTERIZACIÓN DE LAS AMENAZAS NATURALES	7
Sismos	7
Vientos.....	11
Amenazas hidrometeorológicas.....	13
CAPÍTULO 3: GUÍA PARA IDENTIFICAR PROBLEMAS DE DESLIZAMIENTOS	15
Clasificación del tipo de fallas de taludes	15
Factores que influyen la estabilidad de los taludes.....	21
Caracterización del talud mediante ensayos.....	31
Evaluación de la estabilidad de un talud	35
Métodos para estabilizar taludes.....	38
CAPÍTULO 4: VULNERABILIDAD DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA	43
Matriz de vulnerabilidad.....	43
Vulnerabilidad de los componentes.....	43
CAPÍTULO 5: PROCEDIMIENTOS PARA EVALUAR LA CONFIABILIDAD DEL SISTEMA ANALIZADO	53
Tiempo de rehabilitación.....	53
Selección de escenarios	56
CAPÍTULO 6: ESTUDIO DE CASO	59
Geología general de la región.....	59
Antecedentes de inestabilidad de suelos y laderas en la región.....	59
Descripción del sistema.....	62
Modelo del sistema y probabilidades de falla	66
Conclusiones.....	71
CAPÍTULO 7: MATRICES DE VULNERABILIDAD	73
REFERENCIAS CITADAS EN EL TEXTO	85

ANEXO A: PROCEDIMIENTOS PARA EVALUAR EL POTENCIAL A LA LICUEFACCIÓN EN DEPÓSITOS GRANULARES	91
Estimación de la resistencia cíclica promedio del depósito a la licuefacción.....	91
Estimación del esfuerzo sísmico impuesto por el sismo	93
Evaluación del potencial de licuefacción.....	93
ANEXO B: GLOSARIO	97

RESUMEN

Este trabajo sintetiza los resultados de un estudio cuantitativo de vulnerabilidad del sistema de agua potable Tuy I que abastece a la ciudad de Caracas. En su preparación se han empleado los métodos y procedimientos establecidos en las normas vigentes de ingeniería, con énfasis en los eventuales efectos que la inestabilidad de los taludes y la amenaza sísmica pueden ejercer en los sistemas de agua potable.

Se ha puesto particular interés en los problemas de los taludes; se presenta una guía para identificar taludes o terrenos de pendiente moderada potencialmente inestables; y se ha incorporado la actividad sísmica y la evaluación del potencial de licuefacción de suelos.

La vulnerabilidad de los componentes del sistema se cuantifica en términos probabilísticos. Para ello se ha combinado: (a) la estadística disponible sobre los efectos conocidos en los componentes debido a sismos pasados; (b) los resultados de análisis dinámicos, en casos particulares, de la respuesta estructural a los sismos y vientos máximos esperados en la región y; (c) regresiones probabilísticas entre los movimientos máximos del terreno.

Para aplicar de modo confiable la metodología de los tiempos de rehabilitación con fines de cuantificación de la vulnerabilidad propuesta por CEPIS/OPS, es preciso disponer de un historial de averías o interrupciones del servicio debidamente documentado con tiempos de rehabilitación, costos, fuerza laboral, materiales y equipo.

Entre los aportes de este trabajo, destacan los siguientes:

- (1) Con los procedimientos normativos disponibles y las guías que se incluyen se puede evaluar cuantitativamente la vulnerabilidad de los sistemas de agua potable y alcantarillado.
- (2) Los procedimientos empleados para el cálculo de la confiabilidad permiten seleccionar estrategias preventivas que reducen a valores tolerables el riesgo de las interrupciones del servicio.
- (3) La recopilación de información, tanto instrumental como de campo sobre el origen, intensidad y consecuencias de los desastres naturales debe ser hecha en forma sistemática para fundamentar de modo adecuado las estrategias de prevención y diseño.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

La experiencia recogida sobre el impacto de los desastres naturales en los sistemas de agua potable y alcantarillado revela que para reducir la vulnerabilidad a niveles aceptables se requiere de acciones preventivas y de diseños de ingeniería adecuados a las amenazas existentes en la zona donde se ubican los sistemas.

En este trabajo se analizan problemas específicos del suministro de agua potable, algunos de los cuales se aplican a los sistemas de alcantarillado con algunas diferencias.

En términos generales, el análisis de un determinado sistema de agua o alcantarillado requiere información confiable sobre la intensidad y frecuencia de las diversas amenazas naturales que pueden afectar la zona donde se encuentra ubicado el sistema. Este tipo de información cualitativa se presenta en la figura 1.1 con fines de ilustración y trata de ser representativa de las áreas ubicadas en la región norte-central de Venezuela.

Los sismos, vientos y tormentas, aún cuando son comunes y de diferente intensidad en los países de América Latina y el Caribe, pueden afectar directamente los componentes de los sistemas de agua y alcantarillado y pueden incidir en la calidad, cantidad y continuidad del suministro. Esto se ilustra en la figura 1.2, la cual no se ha llevado a un mayor nivel de detalle para facilitar su comprensión.

Este trabajo enfatiza el análisis de vulnerabilidad frente a la inestabilidad de los taludes y sismos, y toma en consideración la diversidad de sus posibles efectos.

Las estadísticas sobre daños por sismos en los sistemas de conducción, almacenamiento, tratamiento y distribución de agua, y alcantarillado son una valiosa fuente de información, pues orientan sobre los aspectos críticos que deben ser analizados con más detenimiento. En el cuadro 1.1 se presenta el resumen de una muestra de casos identificados en la literatura sobre el impacto de los sismos en sistemas de agua potable (Ramírez 1997).

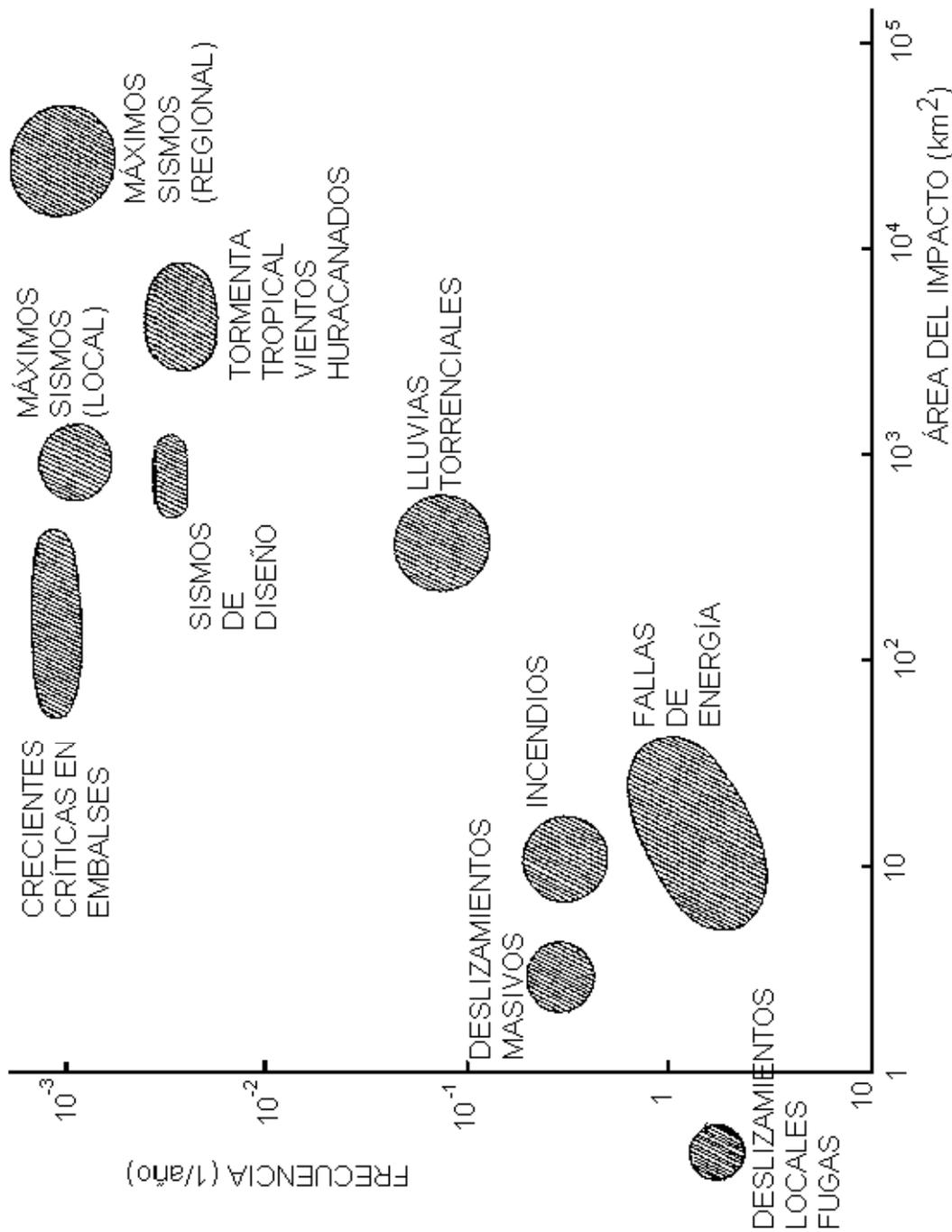
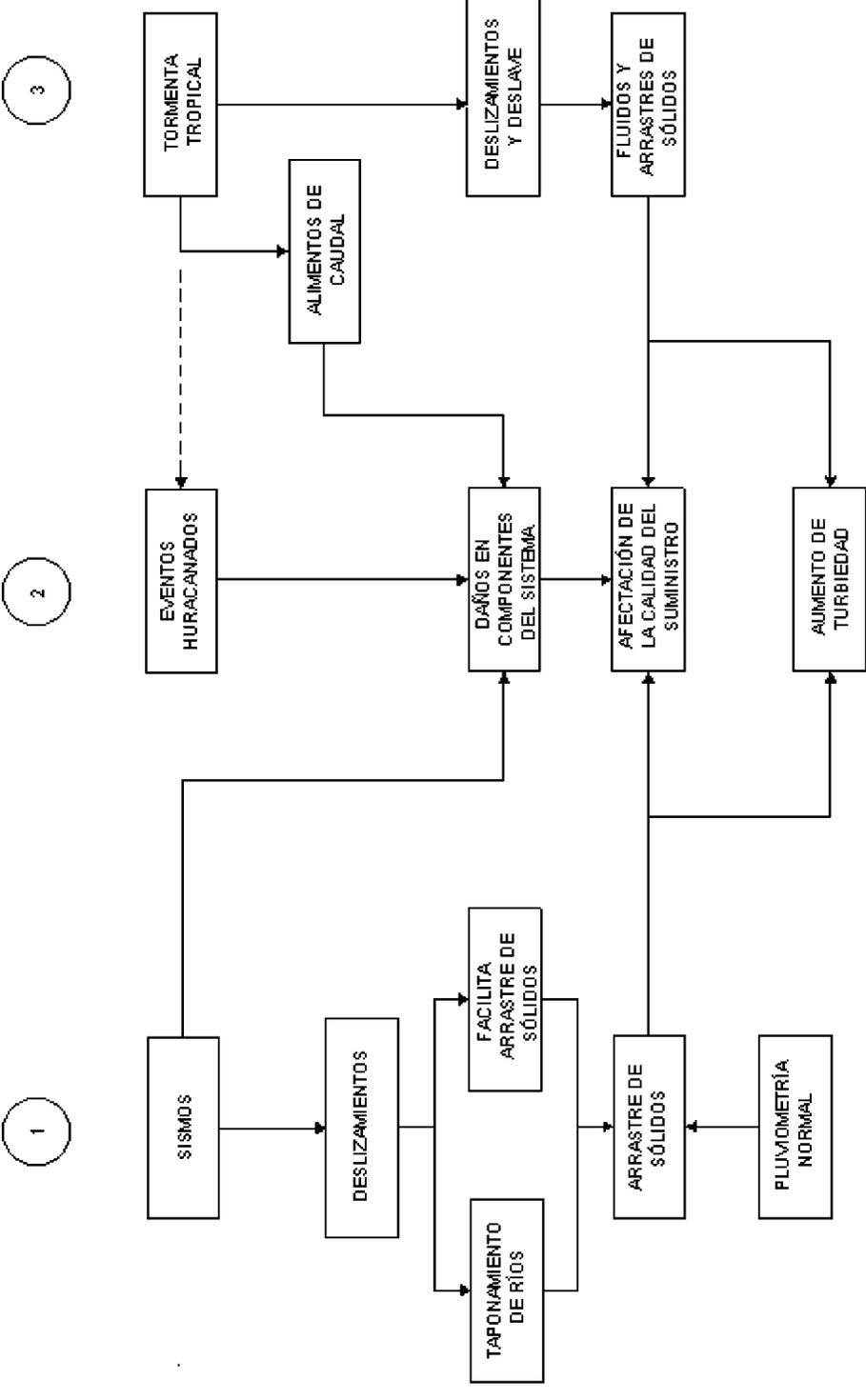


Figura 1.1
Rango aproximado de frecuencias y áreas de impacto de diferentes amenazas naturales



Esquema de los posibles efectos de los sismos, huracanes o tormentas tropicales sobre un sistema de abastecimiento de agua

Cuadro 1.1
Sismos que han afectado sistemas de agua potable, transporte de líquidos y alcantarillado
(Ramírez 1997)

Evento	Mag Ms	Efectos
Santa Rosa, California, Estados Unidos 01-10-69	5,7	Daños en el sistema de distribución y en tanques de almacenamiento; represa fisurada.
San Fernando, California, Estados Unidos 09-02-71	6,6	Daños en represas, interrupción del suministro, tanques dañados y efectos en la calidad del agua.
Managua, Nicaragua 23-12-72	6,2	El movimiento de fallas activas dentro de la ciudad ocasionó 100 roturas en las tuberías principales de distribución y en tanques.
Cotabato, Filipinas 17-08-76	7,9	Roturas en juntas de tuberías: falta de agua para combatir el fuego.
San Juan, Argentina 23-11-77	7,4	Daños en los sistemas por fenómenos generalizados de licuefacción del terreno.
México 19-09-85	8,1	Daños en tuberías subterráneas en la red de 72.000 km de la ciudad por movimientos del terreno. Alrededor de 5.000 roturas en el acueducto de Xochimilco y daños en acueductos provenientes del sur.
San Salvador 10-10-86	5,4	Daños en la red de agua potable y alcantarillado (2.400 roturas por asentamientos diferenciales).
Spitak, Armenia 07-12-88	6,8	Daños en la planta de tratamiento y en las tuberías del sistema principal de aducción de agua; estos últimos por deslizamiento de rocas.
Loma Prieta, Estados Unidos 17-10-89	7,1	Sistema afectado por interrupción de la energía eléctrica. Daños en la planta de pretratamiento. Daños en tuberías que cruzan fallas geológicas y en suelos aluvionales.
Limón, Costa Rica 22-04-91	7,4	Daños en fuentes de abastecimiento y alta turbiedad (hasta 100.000 UNT), lo cual anuló las plantas de tratamiento. En 60% del área de una de las cuencas de abastecimiento, hubo desestabilización generalizada que tardará unos ocho años en recuperarse.
Erzincan, Turquía 13-03-92	6,8	Daños menores en el sistema de aducción y más importantes en el de distribución.
Northridge, California Estados Unidos 17-01-94	6,7	Destrucción de tuberías matrices de concreto de hasta 120" de diámetro que abastecen plantas de tratamiento de Los Angeles. Igualmente, rotura de tuberías de acero de 120" de diámetro con fugas considerables. Daños menores en plantas de tratamiento y en túneles de aducción y más graves en tanques de almacenamiento.
Kobe, Japón 17-01-95	7,2	Colapso de tuberías matrices de suministro de agua. Tuberías subterráneas de distribución destruidas por asentamientos. Los incendios no pudieron ser apagados, en parte, por falta de agua.

Objetivos y alcance

El contenido de esta publicación ha seguido la metodología del análisis de vulnerabilidad de sistemas de agua potable y alcantarillado propuesta por el CEPIS y se ha organizado en las dos fases siguientes:

- 1.^a fase: Selección, reconocimiento e inspección del sistema de abastecimiento de agua potable e identificación de situaciones que puedan comprometer la integridad de alguno de sus componentes. Evaluación de la vulnerabilidad a las amenazas naturales de origen geológico e hidrometeorológico. En la figura 1.3 se reproduce el mapa de zonificación sísmica de la norma vigente en Venezuela.
- 2.^a fase: Los estudios de esta fase son más especializados y usualmente están respaldados por:
 - a) la normativa vigente;
 - b) las estadísticas sobre los efectos;
 - c) la participación de profesionales especializados.

Los aspectos de la evaluación referidos al cálculo de la estabilidad de taludes y el potencial de licuefacción no se encuentran generalmente en la normativa, razón por la cual se han elaborado ad-hoc.

Los resultados de los estudios y evaluaciones anteriores tienen por finalidad la cuantificación de las amenazas naturales y la caracterización de la vulnerabilidad física y operacional de los componentes del sistema. Para el estudio detallado de sistemas constituidos por múltiples componentes disímiles, expuestos a amenazas naturales de origen muy diferente (sismos, vientos o tormentas tropicales), se requiere la participación de un equipo de especialistas que escapa al alcance del presente estudio.

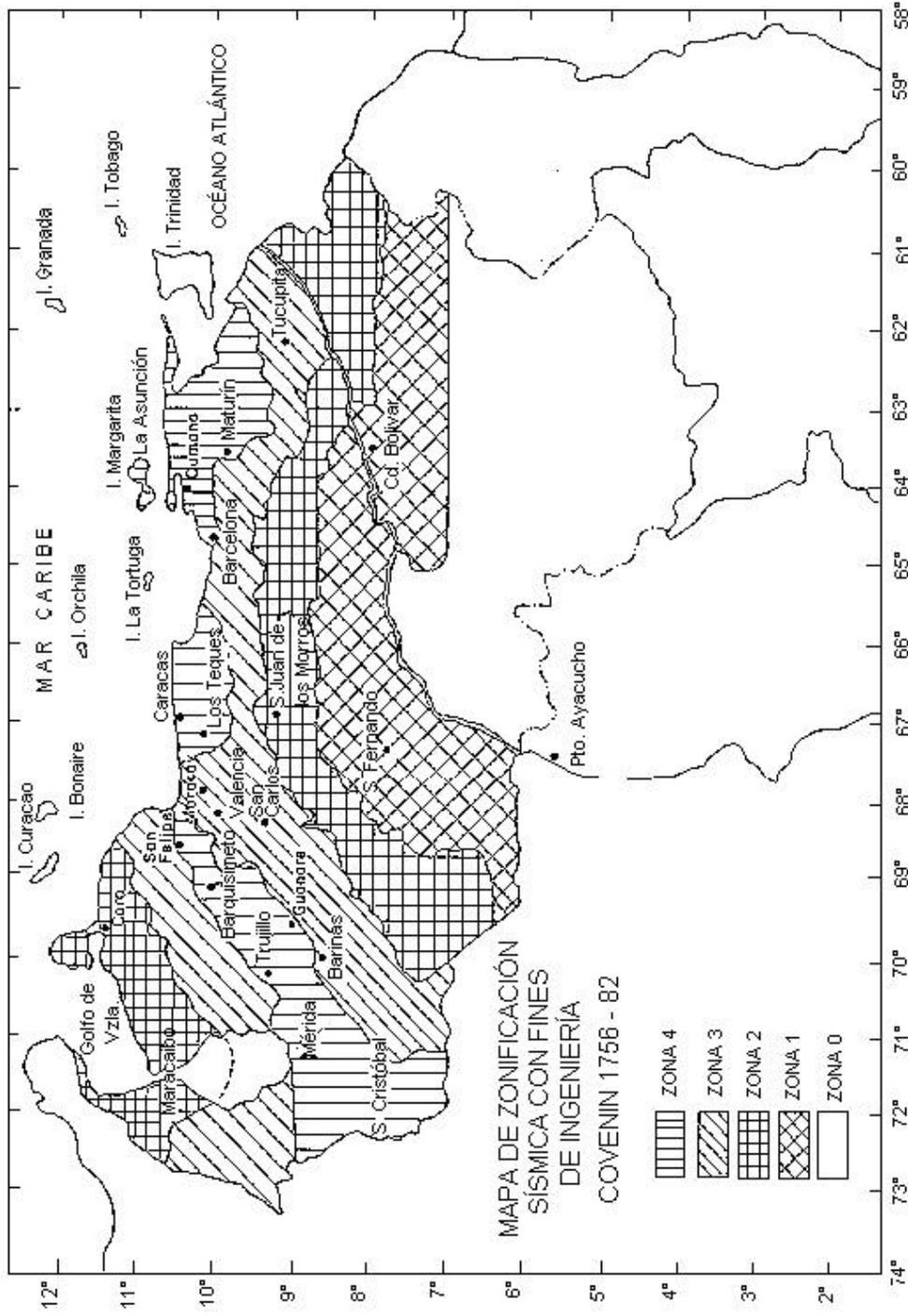


Figura 1.3
Mapa de zonificación sísmica de Venezuela COVENIN 1756 (1982)
Edificaciones antisísmicas. FONDONORMA, Caracas.

CAPÍTULO 2

CARACTERIZACIÓN DE LAS AMENAZAS NATURALES

A continuación se discuten las amenazas sísmicas e hidrometeorológicas, incluida su caracterización para el análisis de vulnerabilidad de los diferentes componentes del sistema. En el cuadro 2.1 se identifican las amenazas.

Cuadro 2.1
Amenazas naturales

Origen	Acciones y variables
Inestabilidad de taludes	<ul style="list-style-type: none"> • Gravitatorio: repteo de bloques • Sismo: deslizamiento instantáneo o progresivo • Lluvia: deslave, aumento, turbiedad del afluente
Vibraciones por sismos	<ul style="list-style-type: none"> • Efectos locales • Desplazamientos temporales
Desplazamientos permanentes	<ul style="list-style-type: none"> • Movimientos de fallas geológicas • Inestabilidad de soportes
Viento	<ul style="list-style-type: none"> • Fuerzas laterales en la infraestructura expuesta a vientos

SISMOS

- Movimientos vibratorios:

Para el análisis de los movimientos vibratorios del terreno se han seguido los criterios y requerimientos de la norma venezolana COVENIN (1756).

En este estudio, los valores de la amenaza sísmica varían a lo largo de los 34 km del sistema por la distribución de las fallas geológicas.

- Incorporación de la intensidad modificada de Mercalli

Tomando como base la interpretación de los efectos conocidos de sismos anteriores, para el área estudiada se han adoptado las tasas medias anuales de ocurrencia de intensidad de Mercalli en suelos competentes y se ha utilizado la metodología de la AFPS (1990) que se muestra en el cuadro 2.2.

Cuadro 2.2
Tasas medias anuales de ocurrencia de intensidad de Mercalli en suelos
competentes del área de estudio

Intensidad de Mercalli (IMM)	Tasa media anual (1/año)	
	Áreas hasta 15 km al sur del valle de Caracas	Áreas a \pm 20 km del río Tuy
VI	0,03	0,025
VII	0,011	0,008
VIII	0,006	0,001
IX	0,003	0,0004 (*)
X	0,001 (*)	---

(*) No asignado en tiempos pasados

- Desplazamientos máximos en fallas activas

Considerando que el sistema de tuberías estudiado cruza fallas activas predominantemente transcurrentes, se emplearon las correlaciones entre longitud de falla, magnitud (Ms) y desplazamiento máximo propuestas por Wells y Coppersmith (1994). De acuerdo con esas relaciones y las longitudes de las fallas geológicas activas anotadas en la figura 2.1 se han estimado los valores de magnitud Richter (Ms) y los desplazamientos máximos que se presentan en el cuadro 2.3.

Cuadro 2.3
Magnitud Richter (Ms) y desplazamientos máximos (D) asociados
a las fallas geológicas de la figura 2.1

Falla geológica	Magnitud Richter Ms	Desplazamiento máximo esperado D(m)
San Antonio San Diego Pichao	6,4 - 6,6	0,4 - 0,8
Tácata El Ávila Aragüita	6,5 - 6,7	0,5 - 1,0
Aragua	6,8 - 7,0	0,7 - 1,2
San Sebastián	7,6 - 7,8	2,0 - 3,3

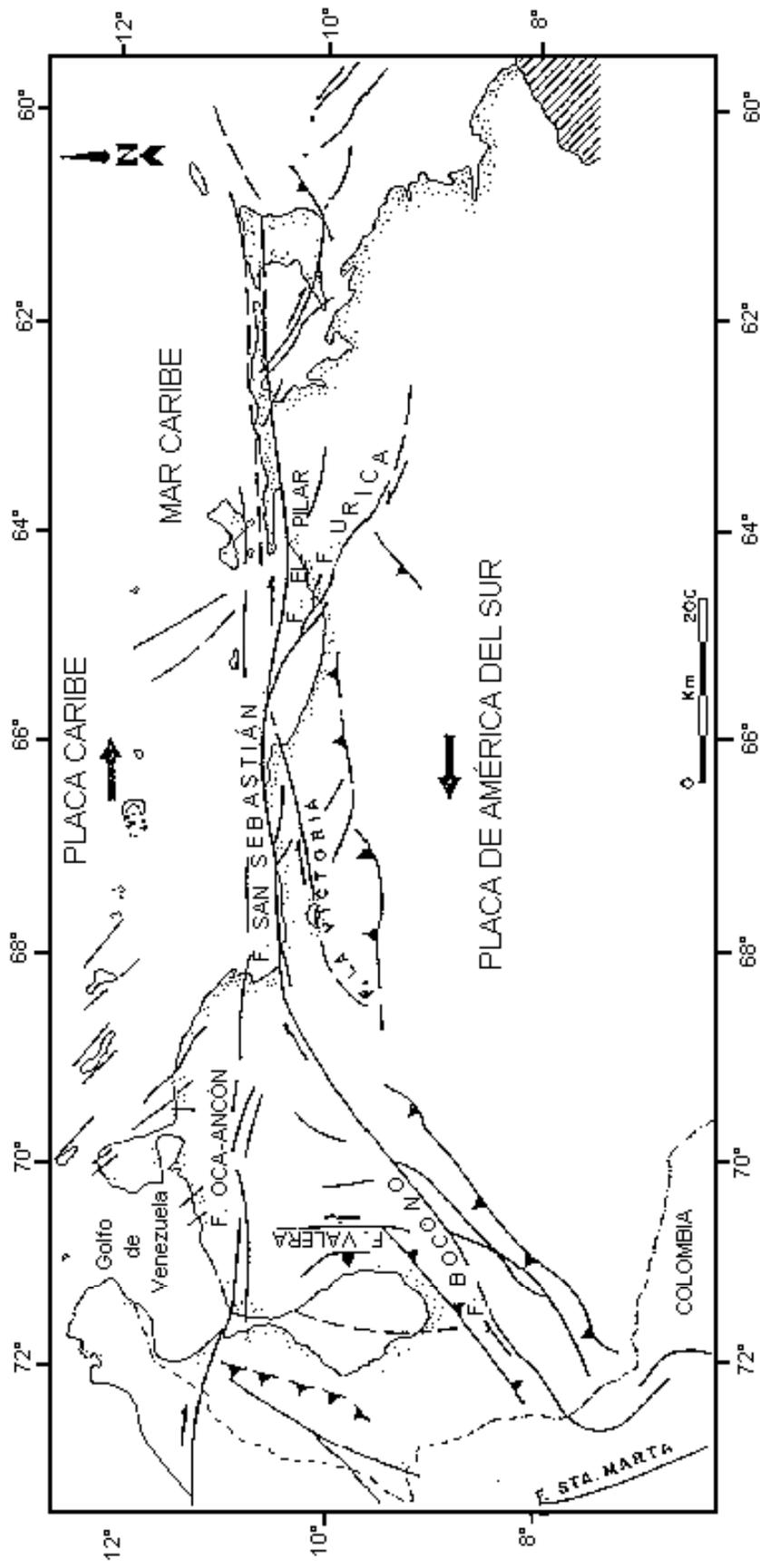


Figura 2.1
Fallas importantes en Venezuela

- Potencial de licuefacción

La información disponible sobre el área estudiada no identifica suelos potencialmente licuables.

- Deslizamientos (información estadística)

Durante la ocurrencia de un sismo, hay dos acciones principales que pueden dar lugar a la inestabilidad de zonas con fuerte pendiente: (a) las fuerzas inerciales pueden generar esfuerzos que exceden temporalmente la resistencia al corte y producir un desplazamiento pendiente abajo; (b) las deformaciones causadas por las sacudidas pueden producir pérdida de resistencia en materiales frágiles (por ejemplo rocas cementadas). Las estadísticas de Keefer (1984) y los umbrales de deslizamientos dados en los diferentes grados de las escalas de intensidad de Mercalli (Brazeo 1979; Grunthal 1993) sirvieron de base para la elaboración del cuadro 2.4.

Cuadro 2.4
Umbrales de intensidad sísmica para diferentes tipos de deslizamientos

Tipos de deslizamientos o fallas	Umbral de intensidad sísmica
Caída o deslizamientos de rocas y pequeños deslizamientos de suelos.	Eventos cercanos de baja magnitud Richter (4 a 4,5) con IMM del orden de VI o más.
Deslizamientos repentinos de bloques de suelos; casos aislados.	
Deslizamientos repentinos de bloques de roca, cantidades masivas de roca.	Eventos relativamente cercanos con magnitud Richter 5 a 5,5, con IMM del orden de VII o más.
Avalanchas de rocas o suelos. Agrietamientos y roturas en paredes libres de roca sólida.	Magnitud Richter del orden de 6,5 con IMM del orden de VIII o más.
Deslizamientos y desprendimientos importantes de suelos y roca; frecuente en topografías irregulares.	Intensidad IMM grado IX o más.
Deslizamientos masivos de gran extensión; posible bloqueo de ríos y formación de nuevos lagos.	Intensidad IMM por lo menos grado X.

Fuente: Brazeo 1979; Grunthal 1993

La identificación de áreas en las cuales pueden presentarse situaciones como las descritas en el cuadro 2.4 requiere estudios de sitio detallados y la aplicación de los conceptos técnicos que se describen más adelante.

Los resultados de las estadísticas de Keefer sugieren que los deslizamientos pueden ocurrir para grados de intensidad inferiores a los valores indicados en la escala de Mercalli. En el cuadro 2.5 se sintetiza la estadística presentada por Keefer para tres tipos de inestabilidad del terreno: deslizamientos menores, agrietamientos en paredes de roca sólida y desparramamiento lateral de suelos.

Cuadro 2.5
Riesgo de inestabilidad de taludes

Caso de inestabilidad	Porcentaje de casos observados con IMM igual o menor que:						
	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Pequeños deslizamientos en depósitos de arena y grava.	5	33	76	90 (*)	100		
Agrietamiento y rotura de paredes de roca sólida.		12	40	72	96 (*)	100	
Desparramamiento lateral de terrenos planos. Fisuras apreciables.		14	36	77	91	100	(*)

*Caracterización con grado de intensidad en la escala de Mercalli.

VIENTOS

- Distribución de velocidades máximas

Es bien sabido que la distribución de velocidades máximas de viento depende de la duración del registro. A fin de comparar los datos suministrados a partir de estaciones venezolanas (COVENIN 2003 1986) con datos de las Antillas Menores (CUBIC 1989), se adoptó como velocidad máxima de tiempo el valor promedio durante 10 minutos de registro continuo. En el cálculo de las solicitaciones se aplican los factores de ráfaga que especifican las normas para esa duración de registro. En la figura 2.2 se comparan las distribuciones de velocidad del viento correspondientes a cinco localidades: Dominica (CUBIC 1989), Güiría (INTEVEP 1983), Maiquetía y Maracay (COVENIN 2003 1986) y Milano (Floris C. et. al. 1990). La línea gruesa corresponde a los valles del Tuy donde se encuentra el sistema de agua potable estudiado; esta distribución puede considerarse conservadora si se compara con los valores normativos (figura 1.3).

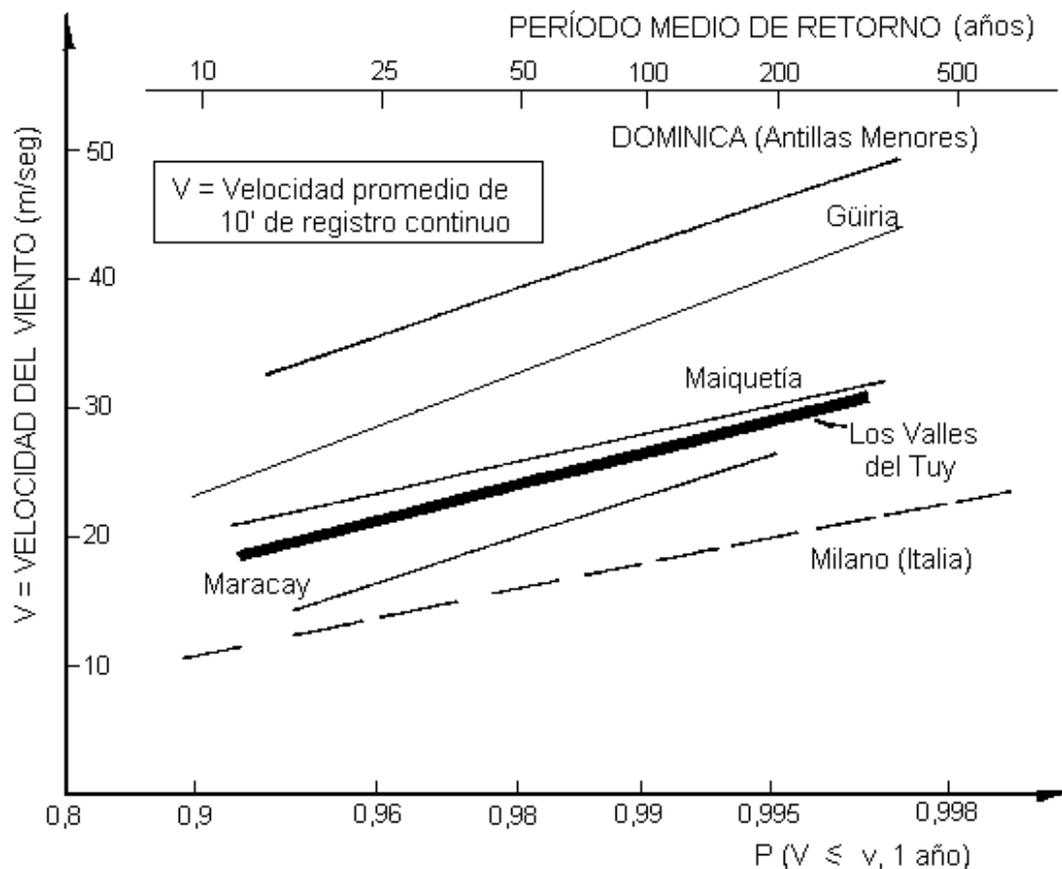


Figura 2.2
Distribución de valores extremos de vientos máximos anuales

- Cálculo de esfuerzos debidos al viento

Para el cálculo de las solicitaciones debidas a vientos se ha empleado las metodologías establecidas por Wells y Coppersmith (1994) y COVENIN 2003 (1986). Estas se han aplicado para el caso particular de estructuras tipo chimenea de equilibrio de gran altura.

AMENAZAS HIDROMETEOROLÓGICAS

- Caudales extremos

Para evaluar la seguridad de los puentes de acceso y cruces de tuberías sobre ríos frente a las crecidas, se requiere conocer los caudales extremos. Dado que dos de los puentes del sistema

de agua potable estudiado se encuentran sobre el río Guaire, se obtuvo la variación de caudales hasta períodos de retorno de 1.000 años (figura 2.3) (Suárez 1997).

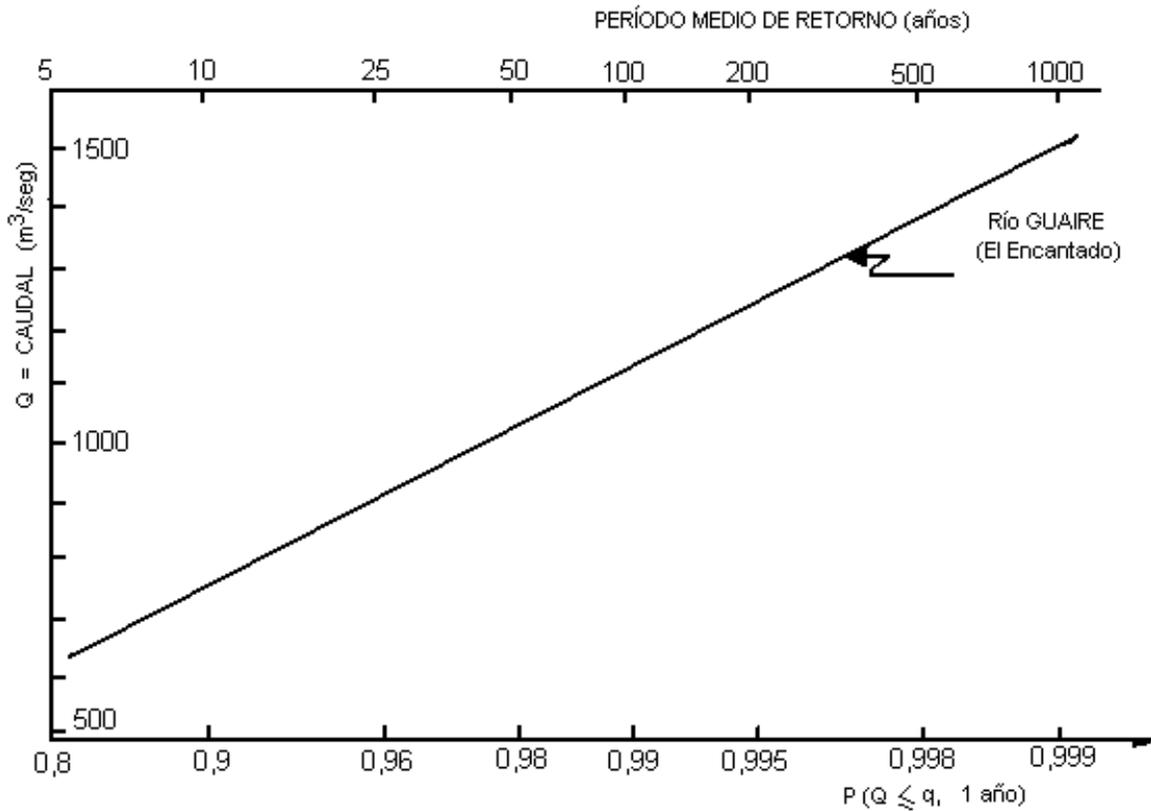


Figura 2.3
Distribución de valores extremos de caudales; la abscisa representa la probabilidad de no excedencia anual del caudal Q

- Pluviometría

Para el cálculo del volumen de agua que drena de las cuencas para alimentar los embalses y tomas del sistema se requiere información sobre la distribución de las precipitaciones.

En la figura 2.4 se dan los valores medios de la precipitación mensual en la estación Observatorio Cagigal, cercana al sistema estudiado, para un lapso de observación de 50 años,

entre 1947 y 1996, (Armada de Venezuela 1997). Obsérvese que en término medio, la precipitación acumulada anual alcanza 828 mm.

- Arrastre de sólidos

Los problemas propios de los arrastres de sólidos asociados al régimen de precipitaciones no se tratan en este estudio. Al respecto pueden consultarse a Williams y Bernrt (1977) y el Manual of engineering handbook (1979).

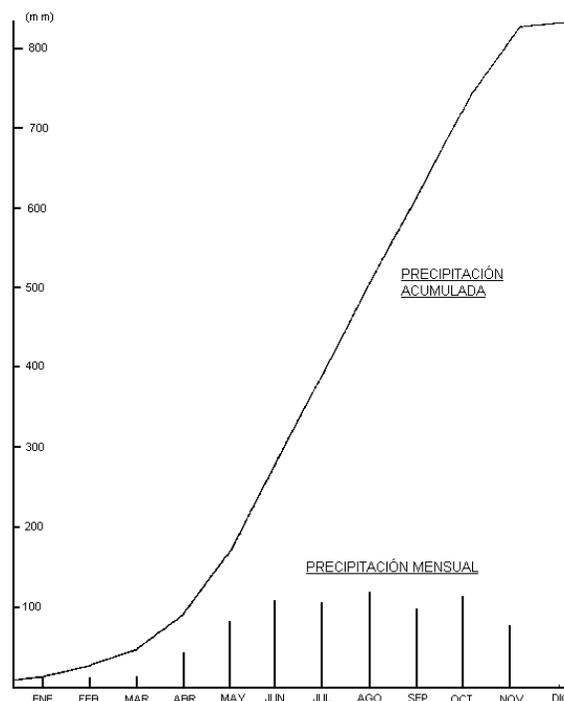


Figura 2.4

**Valores medios de precipitación mensual: Observatorio Cagigal (Caracas, 1035 msnm)
lapso de observación: 1947-1996. Armada de Venezuela (1997)**

CAPÍTULO 3

GUÍA PARA IDENTIFICAR PROBLEMAS DE DESLIZAMIENTOS

En este capítulo se establece una metodología para detectar y prevenir posibles problemas en áreas propensas a deslizamientos mediante:

1. la identificación de los mecanismos de falla más comunes en los distintos tipos de materiales geológicos;
2. el establecimiento de criterios para la recolección de información;
3. la búsqueda e interpretación de efectos claves para identificar la posible inestabilidad de los taludes.

Adicionalmente se presentan algunas de las medidas correctivas comúnmente utilizadas para lograr la estabilización de taludes fallados.

CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE FALLAS DE TALUDES

Este capítulo presenta una clasificación de tipos de falla de taludes basada en el reconocimiento de los factores geológicos que condicionan la falla. Los deslizamientos de taludes ocurren de muchas maneras y aún persiste cierto grado de incertidumbre en su predictibilidad, rapidez de ocurrencia y área afectada. Sin embargo, existen ciertos patrones que ayudan a identificar y reconocer áreas potenciales de fallas, lo cual permite el tratamiento del talud para eliminar o reducir a un mínimo el riesgo de falla.

En el cuadro 3.1 se presenta una clasificación de fallas de taludes adaptada de Hunt (1984).

Desprendimientos

Son fallas repentinas de taludes verticales o casi verticales que producen el desprendimiento de un bloque o múltiples bloques que descienden en caída libre (figura 3.1). La volcadura de los bloques generalmente desencadena un desprendimiento (figura 3.2).

En suelos, los desprendimientos son causados por socavación de taludes debido a la acción del hombre o erosión de quebradas. En macizos rocosos son causados por socavación debido a la erosión. En algunos casos los desprendimientos son el resultado de meteorización diferencial.

Cuadro 3.1
Clasificación de fallas

Tipo de falla	Forma	Definición
Desprendimientos	Caída libre	Desprendimiento repentino de uno o más bloques de suelo o roca que descienden en caída libre.
	Volcadura	Caída de un bloque de roca con respecto a un pivote ubicado debajo de su centro de gravedad.
Derrumbes	Planar	Movimiento lento o rápido de un bloque de suelo o roca a lo largo de una superficie de falla plana.
	Rotacional	Movimiento relativamente lento de una masa de suelo, roca o una combinación de los dos a lo largo de una superficie curva de falla bien definida.
	Desparramamiento lateral	Movimiento de diferentes bloques de suelo con desplazamientos distintos.
	Deslizamiento de escombros	Mezcla de suelo y pedazos de roca moviéndose a lo largo de una superficie de roca planar.
Avalanchas	De roca o escombros	Movimiento rápido de una masa incoherente de escombros de roca o suelo-roca donde no se distingue la estructura original del material.
Flujo	De escombros	Suelo o suelo-roca moviéndose como un fluido viscoso, desplazándose usualmente hasta distancias mucho mayores de la falla. Usualmente originado por exceso de presiones de poros.
Repteo		Movimiento lento e imperceptible talud abajo de una masa de suelo o suelo-roca

Los desprendimientos o caídas son relevantes desde el punto de vista de la ingeniería porque la caída de uno o varios bloques puede ocasionar daños a estructuras o a otros taludes que se encuentren en la parte inferior y podría originar una destrucción masiva.

Los desprendimientos se producen comúnmente en taludes verticales o casi verticales en suelos débiles a moderadamente fuertes y en macizos rocosos fracturados. Generalmente, antes de la falla ocurre un desplazamiento, el cual puede ser identificado por la presencia de grietas de tensión.

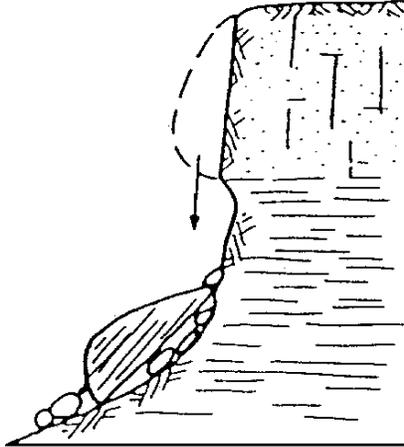


Figura 3.1
Desprendimiento de bloques

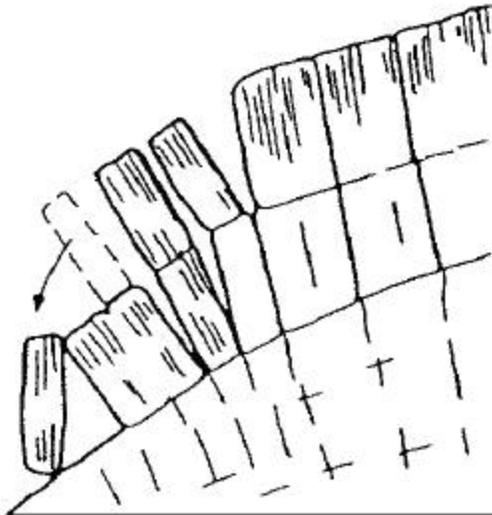


Figura 3.2
Volcadura de bloques

Derrumbes

Los derrumbes se encuentran asociados a fallas en suelos y rocas, y de acuerdo con la forma de la superficie de falla se subdividen en rotacionales y planares.

– *Derrumbes planares*

Los derrumbes planares consisten en el movimiento de un bloque (o bloques) de suelo o roca a lo largo de una superficie de falla plana bien definida. Estos derrumbes pueden ocurrir lenta o rápidamente.

Los deslizamientos planares en macizos rocosos consisten en el deslizamiento como una unidad o unidades (bloques) talud abajo, a lo largo de una o más superficies planas (figura 3.3). También se puede generar una falla de cuña a lo largo de la intersección de dos planos, consistente de uno o varios bloques de pequeño a gran tamaño (figura 3.4).

Los deslizamientos en bloque pueden ser destructivos especialmente en regiones montañosas donde los deslizamientos masivos de roca resultan desastrosos y en muchos casos no pueden ser prevenidos.

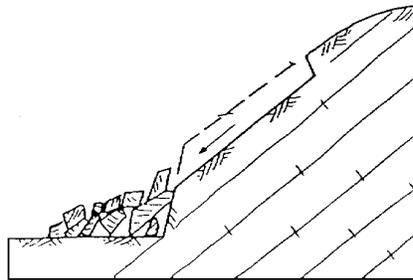


Figura 3.3
Deslizamiento planar en macizo rocoso

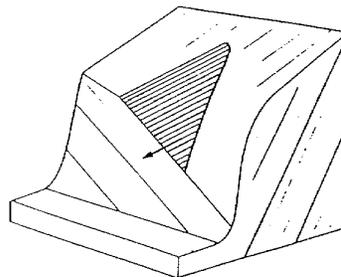


Figura 3.4
Deslizamiento en forma de cuña

Los deslizamientos planares suelen ocurrir en:

- Rocas sedimentarias que tengan un buzamiento similar o menor a la inclinación de la cara del talud.

- Discontinuidades, tales como fallas, foliaciones o diaclasas que forman largos y continuos planos de debilidad que interceptan la superficie del talud.
- Intersección de diaclasas o discontinuidades que dan como resultado la falla de un bloque en forma de cuña.

En general, durante los períodos iniciales de la falla se generan grietas de tracción con un pequeño desplazamiento, luego se pueden observar escarpes frescos que dejan los bloques con posterioridad al movimiento. En algunos casos, este movimiento deja sin vegetación la zona deslizada y los escombros quedan expuestos al pie del talud.

– *Derrumbes rotacionales*

Los derrumbes rotacionales tienden a ocurrir lentamente en forma de cuchara y el material comienza a fallar por rotación a lo largo de una superficie cilíndrica; aparecen grietas en la cresta del área inestable y abombamientos al pie de la masa deslizando (figura 3.5). Al finalizar, la masa se desplaza sustancialmente y deja un escarpe en la cresta.

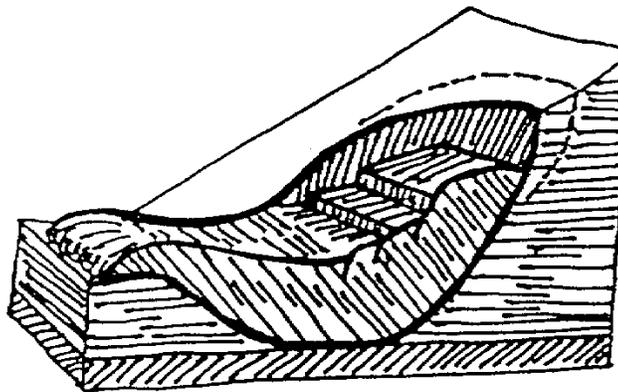


Figura 3.5
Derrumbe rotacional

La principal causa de este tipo de falla es el incremento de la inclinación del talud, meteorización y fuerzas de filtración; sus consecuencias no son catastróficas, a pesar de que el movimiento puede causar severos daños a estructuras que se encuentren en la masa deslizando o sus alrededores. Cuando se presentan algunos signos tempranos de falla los taludes pueden ser estabilizados.

En las etapas tempranas del deslizamiento se forman grietas de tensión, luego de la falla parcial se genera una serie de pequeños hundimientos y escarpes, y al momento de la falla total se pueden apreciar varios escarpes en la superficie además de grietas de tensión concéntricas y profundas, así como una gran masa de material incoherente al pie del talud.

– *Desparramamiento lateral y falla progresiva*

Los desparramamientos laterales son una forma de falla planar que ocurre en suelos y rocas. La masa se deforma a lo largo de una superficie plana que representa una zona débil, tal como lo ilustra la figura 3.6. Los bloques se separan progresivamente por tensión y retroceden.

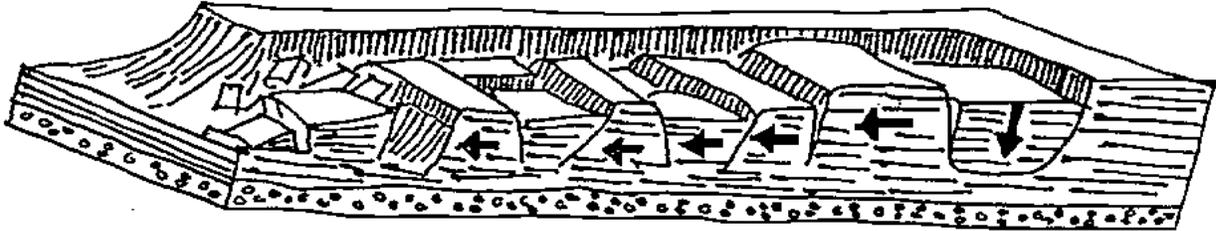


Figura 3.6
Desparramamiento lateral

Este tipo de falla es común en valles de ríos y se asocia también con arcillas firmes y duras fisuradas, lutitas y estratos con buzamiento horizontal y una zona continua de debilidad. También se presenta en coluvios con pendientes suaves que se encuentran sobre suelos residuales o rocas.

Los desparramamientos laterales pueden activarse repentinamente por eventos sísmicos. Sin embargo, bajo acciones gravitacionales se generan grietas de tensión. Durante la falla progresiva, las grietas de tensión se abren y los escarpes forman grandes bloques.

– *Deslizamiento de escombros*

En los deslizamientos de escombros, una masa de suelo o mezcla de suelo y fragmentos de roca se mueven como una unidad a lo largo de superficies planas con alta inclinación. Estos deslizamientos ocurren de manera progresiva y pueden convertirse en avalanchas o flujos. Las principales causas de deslizamientos de escombros son el incremento de las fuerzas de filtración y la inclinación del talud. La ocurrencia de este tipo de deslizamiento es común en suelos residuales y depósitos coluviales que reposan sobre una superficie de roca.

Avalanchas

Las avalanchas son el movimiento rápido de escombros, de suelo o de roca y puede o no comenzar con la ruptura a lo largo de una superficie de falla. Toda la vegetación, el suelo y la roca suelta pueden ser arrastrados.

Las principales causas de avalanchas son las altas fuerzas de filtración, alta pluviosidad, derretimiento de nieve, sismos o deslizamiento gradual de los estratos de roca. Las avalanchas

ocurren de manera brusca sin previo aviso y generalmente son impredecibles. Los efectos pueden ser desastrosos y pueden sepultar extensas áreas al pie del talud.

Las avalanchas son características de zonas montañosas con pendientes muy inclinadas en suelos residuales donde la topografía causa concentración de la escorrentía. También se puede presentar en zonas de roca muy fracturada.

Flujo de escombros

Este tipo de falla es similar a las avalanchas, excepto que la cantidad de agua es mayor y por ello la masa fluye como lodo. La principal causa es el aporte de grandes lluvias y material suelto en la superficie.

Repteo

El repteo consiste en un lento e imperceptible movimiento o deformación del material de un talud frente a bajos niveles de esfuerzos que generalmente afectan a las porciones más superficiales del talud, aunque también puede afectar a porciones profundas cuando existe un estrato poco resistente. El repteo es el resultado de la acción de fuerzas de filtración o gravitacionales y es un indicador de condiciones favorables para el deslizamiento.

El repteo es característico en materiales cohesivos y rocas blandas como lutitas y sales, en taludes moderadamente empinados a empinados.

Los rasgos característicos del repteo son la presencia de crestas paralelas y transversales a la máxima pendiente del talud y postes de cerca inclinados.

FACTORES QUE INFLUENCIAN LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

Antecedentes históricos

Los deslizamientos en taludes ocurren de muchas maneras y existe cierto grado de incertidumbre en su predicción. Sin embargo, conocer los deslizamientos que han ocurrido en el área de interés constituye un buen punto de partida para la detección y evaluación de potenciales deslizamientos en el futuro.

Para conocer los deslizamientos pasados se puede revisar diversas fuentes, tales como periódicos locales, revistas nacionales o internacionales especializadas en el tema, mapas de zonificación de casos de inestabilidad geológica, inventarios de riesgos geológicos, etc.

No siempre es posible conseguir documentación escrita de ocurrencias previas de deslizamientos, por lo que la información de los vecinos del sector -si los hay- constituye generalmente una valiosa fuente de información.

El tipo de información solicitada a los vecinos sería la descripción de deslizamientos previos en el área, el comportamiento de los taludes durante el período de lluvias, comportamiento durante eventos sísmicos, presencia de antiguas lagunas que se hayan secado, existencia de grietas en construcciones de la zona, grietas en el terreno, inclinación de postes, cercas o árboles con deformaciones, etc.

Geología de la región

La topografía actual es el producto de millones de años de desarrollo y modificación a lo largo de diferentes procesos geológicos. Este proceso es continuo y los deslizamientos de taludes constituyen unos de los mecanismos de modificación (Schuster and Krizek 1976). La geología representa un factor primordial en la estabilidad de un talud y existen muchos factores geológicos que ilustran el potencial del deslizamiento de taludes.

El relieve y la topografía están determinados por la geología del área, lo que permite estimar la susceptibilidad al movimiento en el nivel regional. En general, los deslizamientos pueden ocurrir en cualquier tipo de relieve si las condiciones están dadas, sin embargo, la experiencia de trabajar y observar distintos tipos de relieves ha demostrado que los deslizamientos son más comunes en ciertos tipos de relieves. A continuación se incluye una breve descripción de las características de estos relieves.

- *Taludes escarpados:* En terrenos escarpados los deslizamientos pueden ocurrir en cualquier tipo de material geológico (foto 3.1). Sin embargo, la causa más común de derrumbe en taludes escarpados es el deslizamiento a lo largo del contacto con la roca de suelos residuales o coluviales. El material meteorizado o suelto no puede mantener la misma pendiente que la roca, por ello, una fuerte lluvia o un corte al pie del talud pueden activar el deslizamiento de la masa suprayacente.
- *Áreas de concentración de drenaje y filtración:* Un estudio cuidadoso de la red de drenaje y áreas de concentración de agua es extremadamente importante. Es probable que ocurran filtraciones con el subsecuente deslizamiento en áreas debajo de reservorios, canales de irrigación o depresiones con agua estancada. Es importante reconocer el peligro potencial de las áreas derivadas de drenaje superficial, especialmente en rocas porosas y fracturadas.



Foto 3.1
**Deformación de una tubería de 60” de diámetro por deslizamiento
debido a un corte al pie del talud**

- *Áreas de concentración de fracturas:* El movimiento de taludes puede estar estructuralmente condicionado por superficies débiles tales como fallas, diaclasas, planos de deposición y foliación. Estas estructuras pueden dividir un macizo rocoso en una serie de unidades individuales que pueden actuar independientemente una de la otra. Por ello, el macizo rocoso no puede ser considerado como un medio continuo sino como una serie de bloques individuales; estos planos de debilidad facilitan el flujo de aguas y desarrollo de vegetación, lo cual debilita los bloques y reduce la resistencia al deslizamiento. Por lo tanto, se debe buscar cuidadosamente las áreas con pequeño espaciamiento de diaclasas, especialmente cuando estas se cruzan y dividen el macizo rocoso en pequeños bloques que lo hace más inestable.

Topografía y estabilidad

Los mapas topográficos representan una excelente fuente de información para la detección de deslizamientos y, algunas veces, se puede identificar en ellos grandes áreas de deslizamiento. En los mapas topográficos, la escala y el intervalo de las curvas de nivel facilitan la identificación de los deslizamientos. Esta identificación se puede llevar a cabo mediante:

1. Características topográficas evidentes, por ejemplo, pendientes empinadas (curvas de nivel con poco espaciamiento) en el escarpe de un deslizamiento, topografía con pequeñas elevaciones o montículos dentro de la masa deslizante (curvas de nivel que siguen un patrón irregular y no simétrico con depresiones poco profundas), presencia de masa separada y características de flujo en la parte baja.
2. Curvas de nivel onduladas, vías locales dañadas con niveles desiguales y otros lineamientos superficiales tales como líneas de transmisión o cercas.
3. Movimientos menores o irregularidades en zonas de pendientes empinadas, acantilados, bancos, áreas de concentración de drenaje, etc.

La identificación de deslizamientos en mapas topográficos se verá ayudada por la escala y el intervalo de las curvas de nivel en el mapa.

Efecto de la resistencia del suelo y la pendiente del talud

El suelo tiene dos comportamientos básicos ante la aplicación del esfuerzo cortante. Uno, a través de la fricción intergranular de las partículas que lo integran y la otra por medio de fuerzas que unen a las partículas entre sí. La primera se llama también condición drenada o a largo plazo y la segunda, condición no drenada o a corto plazo.

Los suelos estudiados generaron seis figuras simplificadas que brindan información preliminar acerca de la estabilidad de los taludes con comportamiento granular (figura 3.7) y con comportamiento cohesivo (figura 3.8).

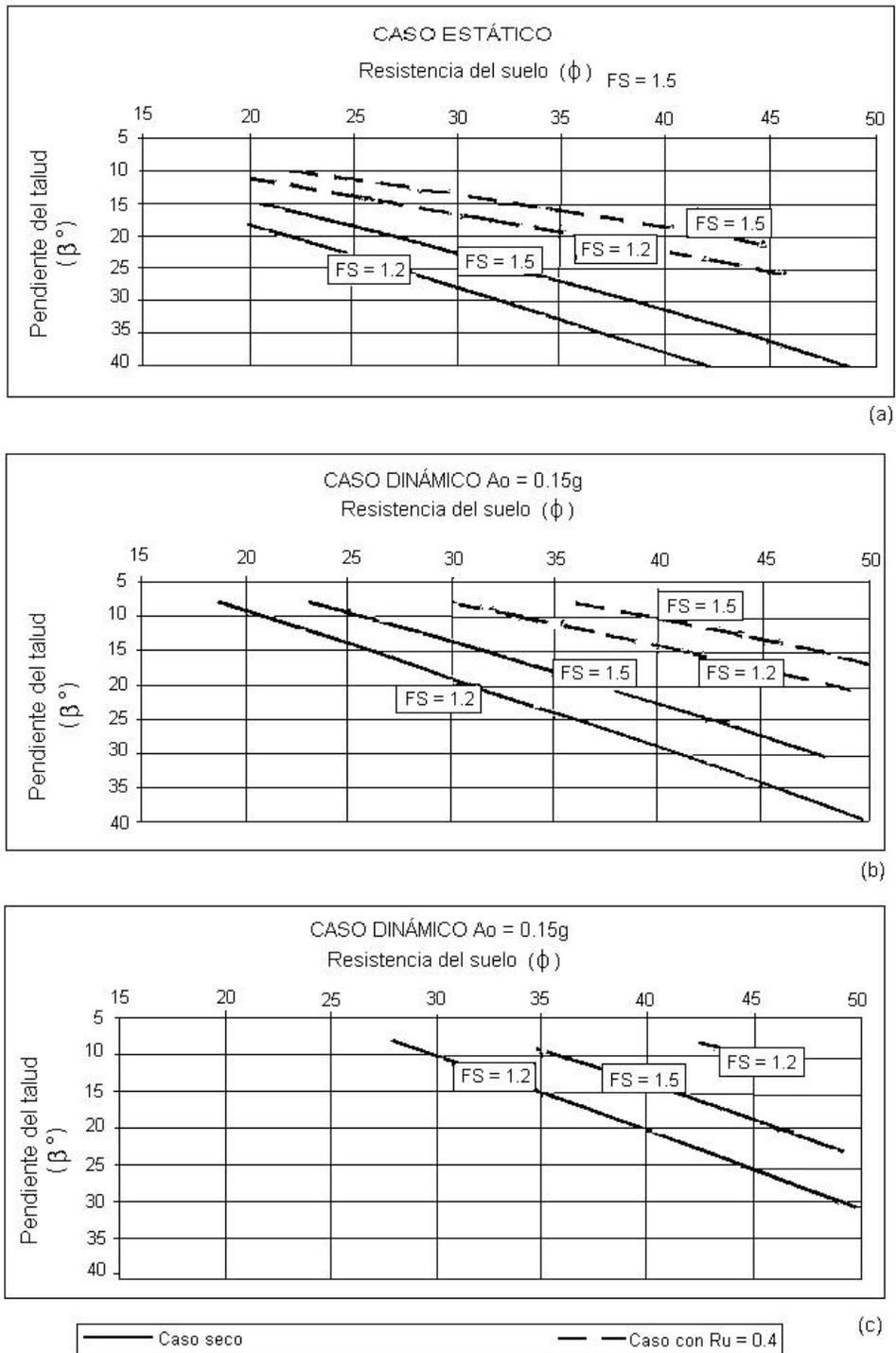


Figura 3.7
Criterio de falla en taludes con comportamiento granular

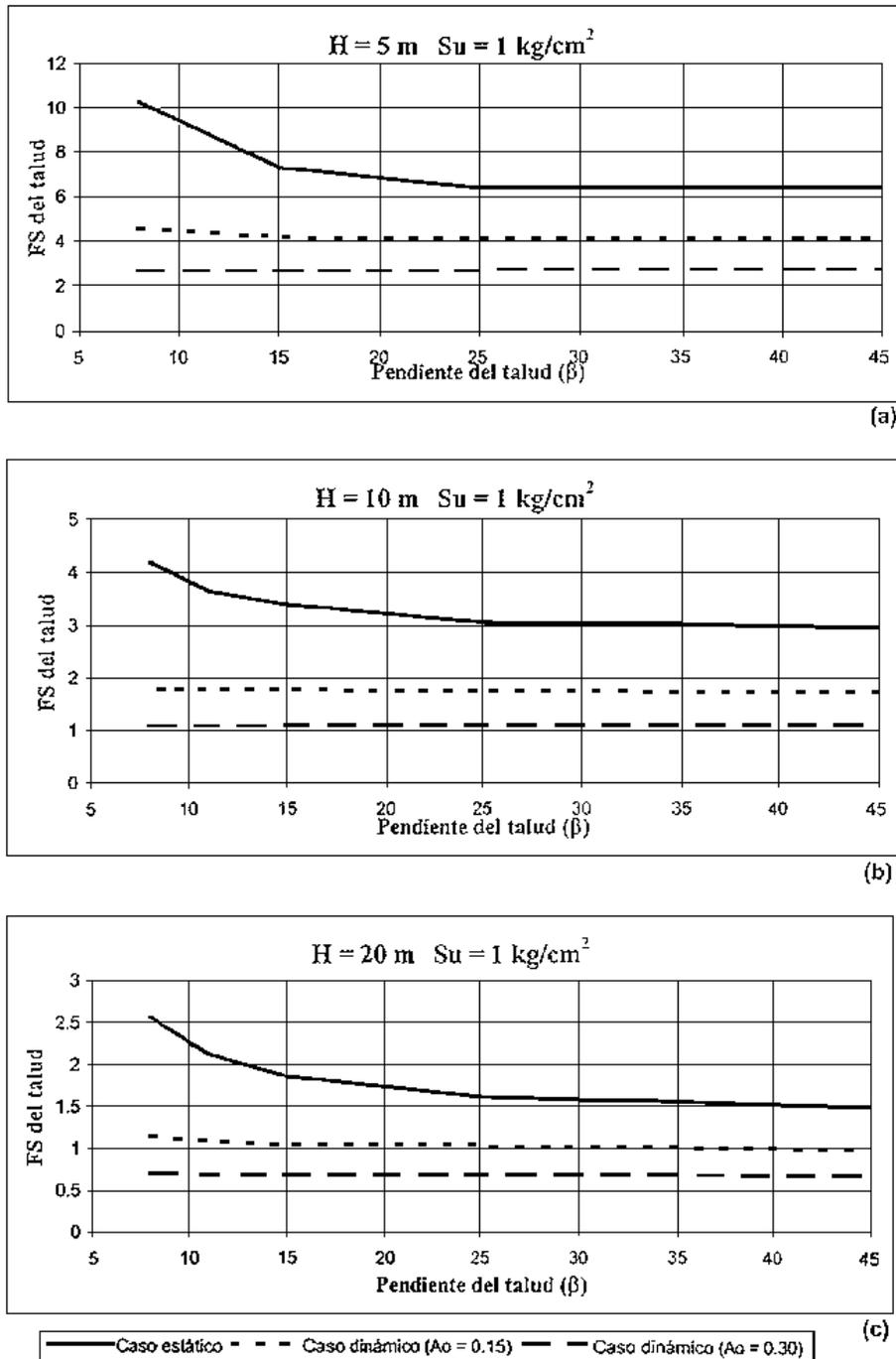


Figura 3.8
Curvas de FS vs inclinación del talud para suelos con comportamiento cohesivo $FS = FS$ de la fig. 3.7 x S_u (kg/cm^2)

- *Suelos con comportamiento granular:* Cada uno de los gráficos de la figura 3.7 consiste en cuatro curvas que definen sectores de estabilidad para los casos seco (trazo continuo) y de alto grado de saturación (trazo punteado); estos sectores de estabilidad se basan en el factor de seguridad (FS).

El primer sector, ubicado debajo de las curvas del $FS = 1,2$, corresponde a combinaciones de la resistencia del suelo con la pendiente del talud que pueden originar situaciones de inestabilidad bajo la resistencia del suelo; en este caso viene dada por el ángulo de fricción del suelo, ϕ .

El segundo sector, ubicado entre las curvas del $FS = 1,2$ y $1,5$, corresponde a situaciones en las que se debe realizar un estudio más detallado e incorporar toda la información disponible sobre el suelo.

El tercer y último sector de estas figuras corresponden a los casos con bajo peligro de inestabilidad. La figura 3.7a toma en cuenta el caso estático y las figuras 3.7b y 3.7c los casos dinámicos con aceleraciones máximas $A_0 = 0,15g$ y $0,30g$, respectivamente. Para todos los casos anteriores se utilizó un talud con una altura de 20 metros.

- *Suelos con comportamiento cohesivo.* La figura 3.8 muestra análisis simplificados para suelos con comportamiento cohesivo. Dado que en este tipo de suelos la altura del talud (H) es un parámetro de relevancia, éste fue incorporado en el análisis. En el suelo puramente cohesivo la variación del parámetro de resistencia no drenada, (S_u), es directamente proporcional al factor de seguridad y por lo tanto se decidió realizar el análisis para una resistencia de 1 kg/cm^2 . El factor de seguridad obtenido podrá ser modificado multiplicándolo por un factor igual al que haya entre la resistencia del suelo en estudio y el utilizado en las figuras de este trabajo.

Ejemplo: Para evaluar la estabilidad de un corte reciente con inclinación de 30° de un talud arcilloso de 5 metros de altura y resistencia no drenada estimada de $0,2 \text{ kg/cm}^2$, se debe usar la figura de 5 metros de altura, es decir, la figura 3.8(a).

De esta solución se obtiene el valor del $FS = 6,35$, pero como la resistencia es 5 veces menor a la utilizada en la generación de las curvas, el FS realmente estimado para este caso será de $6,35/5 = 1,27$. Siguiendo el criterio utilizado en el suelo con comportamiento granular, sería recomendable hacer un estudio más detallado para este caso, ya que el FS hallado se encuentra entre los valores frontera.

Es importante destacar que el valor de la resistencia no drenada del suelo, (S_u), se puede determinar mediante diferentes procedimientos, tales como el penetrómetro de bolsillo, la veleta de campo, ensayos de compresión sin confinamiento y ensayos triaxiales. Cada uno de estos ensayos impone una condición distinta de esfuerzo en el suelo y, por lo tanto, la resistencia obtenida también debería serlo. Este parámetro es afectado por el tamaño de la muestra, por lo que es recomendable realizar los ensayos con la mayor cantidad de material posible, sobre todo

cuando se trata de arcillas preconsolidadas con tendencia a desarrollar discontinuidades dentro de su estructura.

Los resultados de las figuras 3.7 y 3.8 permiten al ingeniero tomar decisiones con mejor información acerca del riesgo de inestabilidad de taludes pero no representan un análisis riguroso del riesgo, ya que no se incorporan factores como las grietas de tensión y las superficies de falla preexistentes, las cuales deben ser investigadas si se quiere un análisis más detallado.

Pluviosidad

La pluviosidad tiene un efecto primordial en la estabilidad de los taludes ya que influencia la forma, incidencia y magnitud de los deslizamientos. En suelos residuales, generalmente no saturados, el efecto acumulativo puede llegar a saturar el terreno y activar un deslizamiento.

Con respecto a la pluviosidad hay tres aspectos importantes:

- a) el ciclo climático en un período de años, por ejemplo, alta precipitación anual versus baja precipitación anual;
- b) la acumulación de pluviosidad en un año determinado en relación con la acumulación normal;
- c) intensidad de una tormenta específica.

Guidicini e Iwasa (1977) realizaron un estudio sobre la ocurrencia de deslizamientos en relación con la pluviosidad y establecieron el coeficiente del ciclo como parámetro fundamental que toma en cuenta la pluviosidad. El coeficiente del ciclo fue definido como la precipitación acumulada hasta el día de la falla en porcentaje del promedio de la precipitación anual. El estudio cubrió nueve áreas de la región montañosa costera de Brasil, la cual presenta un clima tropical caracterizado por una estación seca de junio hasta agosto y una estación húmeda desde enero hasta marzo.

Los resultados del estudio indican que la acumulación de precipitación causa un incremento en la saturación del terreno que eleva el nivel freático, por lo tanto, una tormenta durante la estación seca o al comienzo de la estación húmeda tendría un efecto menor en la estabilidad del talud que una tormenta de la misma intensidad el final de la estación húmeda.

Erosión

La erosión puede ser causada por agentes naturales y humanos. Entre los agentes naturales se pueden incluir el agua de escorrentía, aguas subterráneas, olas, corrientes y viento. La erosión por agentes humanos incluye cualquier actividad que permite un incremento de la velocidad del agua, especialmente en taludes sin protección, como la tala de árboles u otro tipo de vegetación que ayuda a fijar el suelo y mejorar la estabilidad del talud.

La erosión puede causar la pérdida de soporte de fundación de estructuras, pavimentos, rellenos y otras obras de ingeniería. En terrenos montañosos, incrementa la incidencia de taludes inestables y puede resultar en la pérdida de vías u otras estructuras.

La sedimentación y arrastre de aluviones son otros efectos importantes de la erosión que en los lagos o embalses incrementan la turbidez de las aguas y crean un peligro para la vida acuática, contaminan el agua potable y reducen la capacidad de almacenamiento de los embalses y por tanto su vida útil.

Existen ciertos procedimientos para controlar la erosión y sedimentación. En bancos de ríos y canales, la protección se puede proveer con estructuras de retención, revestimiento de concreto y cascajo. En taludes, la protección consiste en:

- a) sembrar vegetación de rápido crecimiento además de instalar un sistema de control del drenaje superficial;
- b) instalar fajinas en la dirección transversal del talud, las cuales se pueden sujetar con estacas;
- c) sellar las grietas superficiales con concreto, suelo o asfalto para prevenir la infiltración, lo cual reduce la erosión.

Licuefacción debido a acciones sísmicas

La mayoría de las fallas de los taludes durante sismos se debe al fenómeno de licuefacción en suelos no-cohesivos, sin embargo, también se han observado fallas en suelos cohesivos durante algunos eventos sísmicos de gran magnitud.

La licuefacción es un fenómeno que consiste en una caída brusca de resistencia al corte de un suelo granular en condiciones no drenadas, la cual puede ser activada por la repetida aplicación de pequeños incrementos o decrementos de esfuerzos de corte inducidos por vibraciones del terreno asociadas con terremotos o explosiones. La pérdida de resistencia es de tal magnitud que momentáneamente el suelo alcanza la consistencia de un fluido pesado y se originan grandes deformaciones.



Foto 3.2
Erosión producida por el rebose de un tanque de succión

Los fenómenos de licuefacción se han observado generalmente en depósitos aluviales recientes compuestos por granulares, como los que se encuentran típicamente en los deltas o zonas de inundación de ríos y lagos.

Los parámetros más relevantes en la evaluación del potencial de licuefacción son:

1. la granulometría (tamaño, gradación y forma de granos);
2. la densidad relativa del depósito.

Estas características son determinadas por el método de deposición, la edad geológica y la historia de esfuerzos del depósito.

Las arenas finas limpias y las arenas limosas no-plásticas que contienen menos de 10% de finos son las más susceptibles a la licuefacción porque tienen la tendencia a depositarse de manera suelta y presentan una permeabilidad baja para impedir el drenaje durante las vibraciones del terreno.

En general, los materiales con un coeficiente de uniformidad C_u (definido como el tamaño de 60% de los granos más finos del depósito) entre 2 y 5 y un tamaño promedio dado por el D_{50} que varía entre 0,02 mm y 2,0 mm son los más propensos a la licuefacción. Basado en los resultados de análisis granulométricos en suelos que sufrieron o no licuefacción durante sismos, Tsuchida (1970) propuso las granulometrías de frontera que se muestran en la figura 3.9.

El anexo A presenta una metodología para evaluar el potencial de licuefacción en depósitos granulares. Dicho procedimiento se basa en el comportamiento de depósitos granulares durante eventos sísmicos, además de los ensayos de penetración estándar (SPT), prueba de penetración de cono (CPT) y ensayos granulométricos.

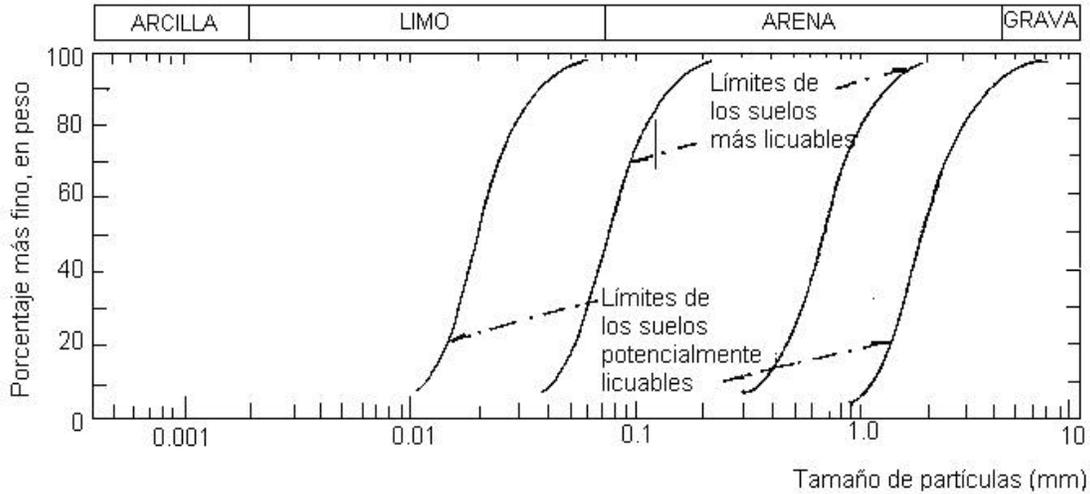


Figura 3.9
Granulometrías límites de los suelos potencialmente licuables

CARACTERIZACIÓN DEL TALUD MEDIANTE ENSAYOS

En aquellos lugares identificados como más propensos a la inestabilidad, según lo descrito anteriormente, deberá obtenerse información adicional para caracterizar mejor el subsuelo y conocer los parámetros que sirvan de base para el análisis y solución del problema.

La obtención de información consta de tres fases.

En la primera fase se debe recopilar la información disponible (oral y escrita) acerca del sitio de estudio, desde relatos de eventos pasados por parte de los lugareños, hasta estudios geológicos y geotécnicos previos, incluidos los planos topográficos, pluviosidad y sismicidad de la zona.

La segunda fase es el trabajo de campo en el cual se ejecutan ensayos en el sitio y se obtienen muestras de suelo.

La tercera fase consiste en el trabajo de laboratorio para determinar las propiedades y características del material mediante ensayos de caracterización y resistencia.

Perforaciones

Los objetivos principales de las perforaciones son definir la litología del área de estudio y tomar muestras para su posterior análisis en el laboratorio.

El número y ubicación de las perforaciones a realizar en un estudio dependen del tamaño y forma del área considerada. Los criterios para determinar estas dos características básicas varían considerablemente, sobre todo en áreas planas. En el caso de taludes es recomendable hacer un mínimo de tres perforaciones; este número se puede incrementar dependiendo del tamaño del talud. Se puede hacer una perforación en la cresta con una profundidad aproximada de 1,5 veces la altura del talud, otra hacia la mitad del talud con una profundidad comparable con la altura de ese talud y una última al pie del mismo con una profundidad aproximada de $1/3$ de la altura mencionada (figura 3.10)

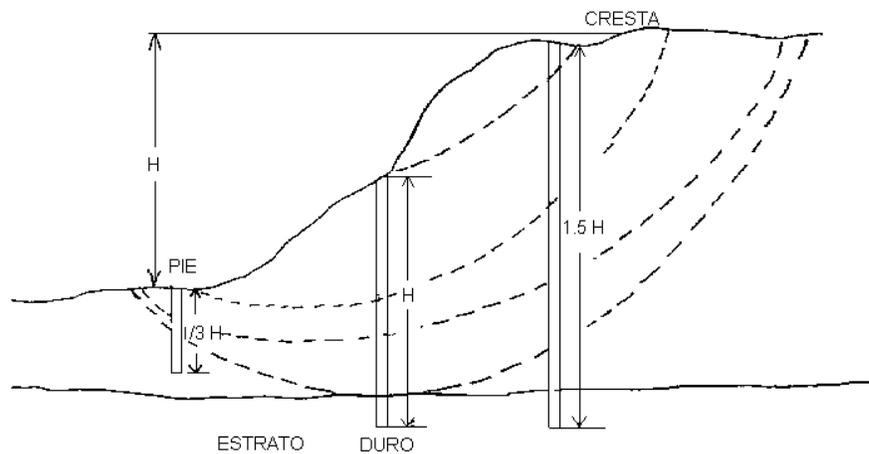


Figura 3.10
Ubicación de las perforaciones

Calicatas

Mediante las calicatas, método de exploración más superficial que el anterior, es posible tomar muestras más voluminosas de material para tener una vista “interna” del suelo y detectar posibles planos de falla (sobre todo en materiales arcillosos). Estas calicatas generalmente se excavan a mano y miden 1,5 x 1,5 x 2,0 metros de profundidad, aunque también puede utilizarse procedimientos mecánicos.



Foto 3.3 Calicatas

Ensayos de campo

En el campo se busca obtener la mayor cantidad de información posible. Para lograr este objetivo es necesario realizar los ensayos que mejor se relacionen con el suelo en cuestión, ya que a partir de ellos y mediante correlaciones desarrolladas a lo largo del tiempo se pueden inferir ciertas propiedades de los materiales en estudio. Algunos de los ensayos para la caracterización de suelos son:

- *Prueba de penetración estándar – SPT (ASTM-1586)*: La información que provee este ensayo permite determinar la densidad relativa de los suelos granulares y la consistencia de los suelos cohesivos.
- *Prueba de penetración de cono - CPT (ASTM D-3441)*: Este ensayo permite medir la resistencia a la penetración en el subsuelo, tanto de la parte inferior del cono como en las paredes de una extensión cilíndrica al mismo.

Ensayos de laboratorio

En el laboratorio se busca identificar el tipo de material con el que se está tratando y establecer los parámetros del suelo (resistencia) requeridos para los análisis posteriores.

a) Ensayos de clasificación

Lo primero que se debe realizar en el laboratorio es identificar visualmente las muestras de suelo de las perforaciones y calicatas para prever el tipo y número de ensayos posteriores. A continuación se identifican los ensayos más frecuentes para clasificar suelos:

- *Granulometría por tamizado*: para determinar la proporción del tamaño de las partículas que componen dicha muestra.
- *Hidrómetro*: tiene el objetivo determinar la distribución del agua dentro de la muestra.
- *Límites de Atterberg*: se definen arbitrariamente y determinan el contenido de humedad del suelo en diferentes estados.
- *Peso unitario*: para medir el peso del suelo en un determinado volumen.
- *Gravedad específica*: para medir la densidad de las partículas que componen el suelo.

b) Ensayo de resistencia

Los ensayos de resistencia tienen por finalidad estimar la resistencia del suelo. Para estimar la resistencia no drenada del suelo se utilizan ensayos como el penetrómetro y la veleta de bolsillo (también pueden ser realizados en campo) y los ensayos no drenados con y sin confinamiento en la cámara triaxial (más costosos). En el caso de la resistencia drenada del suelo también se puede utilizar la cámara triaxial con velocidades más bajas de aplicación de las cargas y el ensayo de corte directo. Este último generalmente se reserva para los materiales granulares.

Muestreo

El muestreo en las perforaciones depende del material que se consiga y del grado de precisión de los datos geotécnicos. Los tres métodos de muestreo más usados en la investigación geotécnica son los siguientes:

- Muestreadores de penetración *percusiva*: tales como la cuchara partida utilizada en el ensayo de SPT. Con estos muestreadores se pueden tomar muestras de la gran mayoría de los suelos.
- Muestreadores de penetración por *presión* aplicada: tales como el muestreador de pistón y el tubo Shelby (perturbación reducida), usados para recuperar materiales cohesivos de baja consistencia a medianamente alta.
- Muestreadores de penetración *rotacional*: tales como el tubo doble Dennison (diseñado especialmente para arcillas duras) y los que usan brocas de alta resistencia para perforar roca y suelos con cierto grado de litificación.

Instrumentación

En el estudio de taludes, la inestabilidad puede detectarse mediante instrumentos que se colocan en el subsuelo. Estos instrumentos, con el tiempo, revelarán ciertas características del talud que complementarán la información de los ensayos de campo y de laboratorio. Estos instrumentos son:

- **Inclinómetros:** establecen la posición de la superficie de falla de un deslizamiento.
- **Piezómetros:** miden la presión de agua intersticial que hay en un determinado nivel del subsuelo. El piezómetro de boca abierta es el más sencillo de todos y es el que se usa de preferencia en suelos granulares de alta permeabilidad. Existen piezómetros más complicados como los de hilo vibratorio y los neumáticos, recomendables para suelos cohesivos de baja permeabilidad.

EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE UN TALUD

La estabilidad de un talud natural de corte o relleno comúnmente se evalúa mediante métodos de estabilidad basados en el equilibrio límite del suelo. Estos métodos toman en cuenta los factores principales que influyen en la resistencia del suelo o masa rocosa. La cuantificación de la estabilidad de un talud se basa en el concepto de factor de seguridad; más adelante se hace una breve descripción del concepto del factor de seguridad, la determinación o estimación de los parámetros de resistencia y los métodos de análisis.

Concepto del factor de seguridad

Para ilustrar el concepto del factor de seguridad se usará la analogía de un bloque deslizante en un plano inclinado, tal como lo muestra la figura 3.11. Se tiene un plano inclinado que forma un ángulo β con la horizontal; sobre ese plano inclinado se encuentra un bloque rígido de masa M .

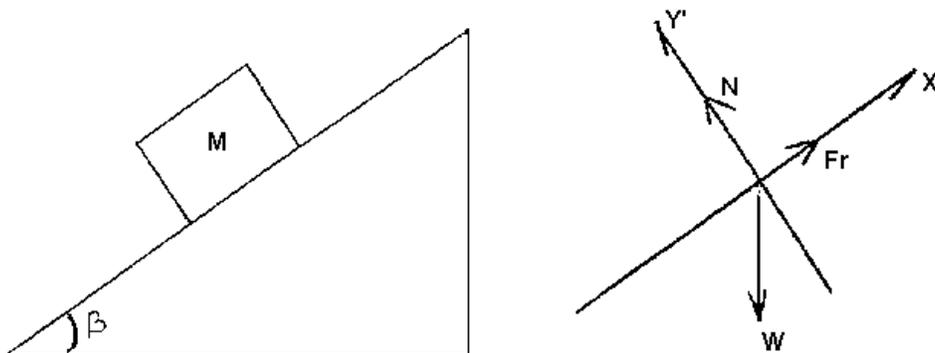


Figura 3.11
Bloque en plano inclinado y diagrama de fuerzas

Las fuerzas que actúan sobre el bloque rígido, como se muestra en la figura 3.11, son: el peso del bloque (W), la normal (N) y la fuerza de roce (F_r) entre la base del bloque y el plano inclinado. Las fuerzas que actúan en la dirección del plano inclinado (X') son la fuerza de roce (F_r) y el componente del peso en esa dirección ($W \cdot \sin\beta$). Las fuerzas que actúan en la dirección perpendicular al plano inclinado (Y') son el componente de peso en esa dirección ($W \cdot \cos\beta$) y la normal (N).

No habrá deslizamiento del bloque a lo largo del plano inclinado mientras la fuerza de roce entre el bloque y el plano sea mayor o igual que la componente del peso en esa dirección.

El factor de seguridad (FS) contra el deslizamiento del bloque viene a ser el cociente entre la fuerza de roce (F_r) y la componente del peso en la dirección del plano inclinado o se puede calcular por la ecuación:

$$F.S. = \frac{F_r}{W \cdot \sin\beta}$$

La fuerza resistente viene a ser la resistencia al corte del suelo y las fuerzas desestabilizadoras vienen a ser las fuerzas gravitacionales o sísmicas. Por lo tanto, para un talud, el factor de seguridad se define como el cociente entre la resistencia al corte del suelo o roca a lo largo de una superficie de falla y los esfuerzos de corte que tienden a producir deslizamiento a lo largo de esa superficie de falla (Craig 1986).

Determinación de la resistencia del suelo

Los principales parámetros que definen la resistencia del suelo son el ángulo de fricción interna en el caso de suelos granulares y la resistencia al corte no drenada en el caso de suelos cohesivos.

El ángulo de fricción interna ϕ puede estimarse en el laboratorio con el ensayo de corte directo y ensayo triaxial consolidado drenado. También existen correlaciones entre el ángulo de fricción interna ϕ y ensayos in-situ como la prueba de penetración estándar (SPT) o la prueba de penetración de cono (CPT).

La resistencia al corte no drenada (S_u) puede estimarse con ensayos de laboratorio tales como el ensayo triaxial consolidado no drenado (CIU), el ensayo sin consolidar sin drenar (UU), el ensayo de compresión sin confinar (q_u) y el ensayo de corte directo simple (DSS). Para los ensayos in-situ se puede usar la prueba de veleta de campo (FV), la prueba de penetración de cono (CPT) y el penetrómetro de bolsillo.

Las arcillas duras y altamente sobreconsolidadas fallan bajo una condición drenada porque el exceso de presión de los poros es negativo y por lo tanto a medida que este se disipa, las arcillas sobreconsolidadas se debilitan.

Las arcillas blandas y limos fallan en condiciones no drenadas porque el exceso de presión de los poros es positivo y por lo tanto la condición crítica es a corto plazo pues a medida que las arcillas disipan el exceso de presión de los poros, las mismas se consolidan y ganan resistencia.

La mayoría de los suelos granulares disipan el exceso de presión de los poros rápidamente debido a su alta permeabilidad y por lo tanto fallan en condiciones drenadas excepto cuando son sometidos a carga dinámica (sismo) cuando una falla no drenada es posible.

Resistencia al corte en limos y arcillas blandas

Como se dijo anteriormente, las arcillas blandas fallan en condiciones no drenadas. La resistencia al corte no-drenado en limos y arcillas blandas se puede medir directamente en el campo con el ensayo de veleta o en el laboratorio con un ensayo de compresión simple sin confinar. Skempton propuso la siguiente correlación para estimar la resistencia al corte no drenado.

$$Su/s'p = 0,11 + 0,0037 I_p$$

donde:

I_p = es el índice de plasticidad
 σ'_p = es la presión de consolidación.

El cuadro 3.2 sirve de guía para estimar la resistencia al corte no drenado en arcillas y el ángulo de fricción en suelos granulares. (Terzaghi and Peck 1967).

Cuadro 3.2
Relación de la resistencia al corte no drenado y el ángulo de fricción

Arenas			Limos o arcillas		
Nspt	ϕ	Densidad relativa	Nspt	Su (kg/cm ²)	Consistencia
			<2	0 – 0,12	muy blanda
0 - 4	<30	muy suelta	2 - 4	0,12 – 0,25	blanda
4 - 10	30 - 32	Suelta	4 - 8	0,25 – 0,5	media
10 - 30	32 - 35	Media	8 - 15	0,5 – 1	firme
30 - 50	35 - 38	Densa	15- 30	1 – 2	muy firme
>50	>38	muy densa	>30	>2	dura

MÉTODOS PARA ESTABILIZAR TALUDES

Tan pronto se comprueba que hay un riesgo de inestabilidad en un determinado talud, se debe buscar la mejor solución y considerar aspectos de costo, naturaleza de las obras afectadas (tanto en la cresta como al pie del talud), tiempo estimado en el que se puede presentar el problema, disponibilidad de los materiales de construcción, etc.

Existen tres grandes grupos de soluciones para lograr la estabilidad de un talud:

- *Aumentar la resistencia del suelo:* son las soluciones que aplican drenaje en el suelo para bajar el nivel freático o la inyección de sustancias que aumenten la resistencia del suelo, tales como el cemento u otro conglomerante
- *Disminuir los esfuerzos actuantes en el talud:* soluciones tales como el cambio de la geometría del talud mediante el corte parcial o total de éste a un ángulo menor o la remoción de la cresta para reducir su altura.
- *Aumentar los esfuerzos de confinamiento (σ_3) del talud:* se puede lograr la estabilización de un talud mediante obras, como los muros de gravedad, las pantallas atirantadas o las bermas hechas del mismo suelo.

En la siguiente sección se discutirán diversas soluciones.

Cambio de la geometría

El cambio de la geometría de un determinado talud puede realizarse (figura 3.12) mediante soluciones tales como la disminución de la pendiente a un ángulo menor, la reducción de la altura (especialmente en suelos con comportamiento cohesivo) y la colocación de material en la base o pie del talud (construcción de una berma); en esta última solución es común usar material de las partes superiores del talud.

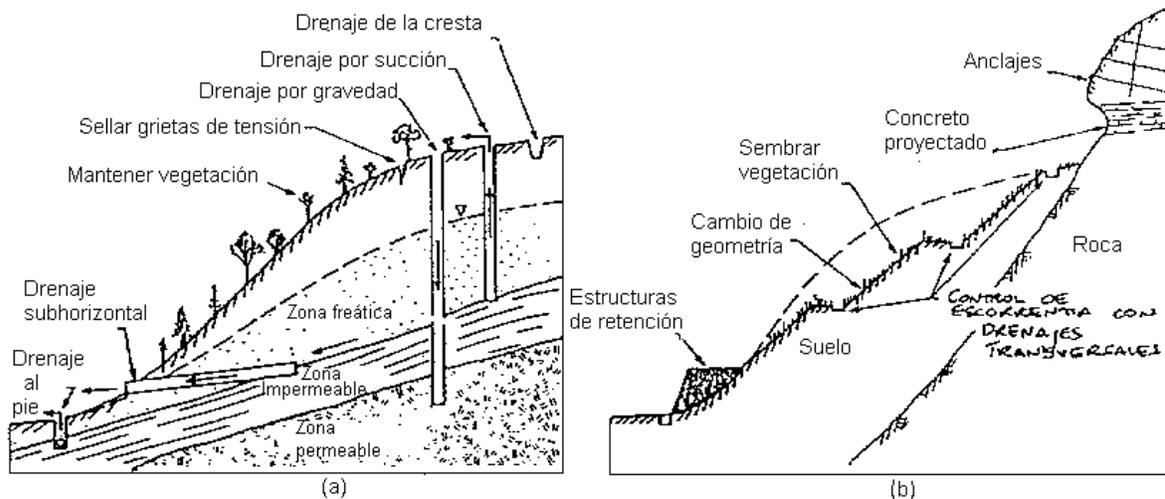


Figura 3.12
Métodos para estabilizar un talud: (a) drenaje; (b) cambio de la geometría (Hunt 1984)

La consecuencia directa de realizar un cambio favorable en la geometría de un talud es disminuir los esfuerzos que causan la inestabilidad y, en el caso de la implantación de una berma, el aumento de la fuerza resistente. Es importante destacar que la construcción de una berma al pie de un talud debe tomar en cuenta la posibilidad de causar inestabilidad en los taludes que se encuentren debajo, además, se deben tomar las provisiones para drenar el agua que pueda almacenarse dentro de la berma, ya que es probable que pueda haber un aumento de la presión de los poros en los sectores inferiores de la superficie de falla, lo que acrecienta la inestabilidad.

Drenaje

La presencia de agua es el principal factor de inestabilidad en la gran mayoría de las pendientes de suelo o de roca con mediano a alto grado de meteorización. Por lo tanto, se han establecido diversos tipos de drenaje con diferentes objetivos (figura 3.22). A continuación se exponen los tipos de drenaje más usados para estabilizar taludes.

- *Drenajes subhorizontales*: son métodos efectivos para mejorar la estabilidad de taludes inestables o fallados. Consiste en tubos de 5 cm o más de diámetro, perforados y cubiertos por un filtro que impide su taponamiento por arrastre de finos. Se instalan con una pequeña pendiente hacia el pie del talud, penetran la zona freática y permiten el flujo por gravedad del agua almacenada por encima de la superficie de falla. El espaciamiento de estos drenajes depende del material que se esté tratando de drenar y puede variar desde tres a ocho metros en el caso de arcillas y limos, hasta más de 15 metros en los casos de arenas más permeables.
- *Drenajes verticales*: se utilizan cuando existe un estrato impermeable que contiene agua emperchada por encima de un material más permeable con drenaje libre y con una presión hidrostática menor. Los drenajes se instalan de manera que atraviesen completamente el estrato impermeable y conduzcan el agua mediante gravedad, por dentro de ellos, hasta el estrato más permeable, lo que aliviará el exceso de presión de los poros a través de su estructura.
- *Drenajes transversales o interceptores*: se colocan en la superficie del talud para proporcionar una salida al agua que pueda infiltrarse en la estructura del talud o que pueda producir erosión en sus diferentes niveles. Las zonas en las que es común ubicar estos drenajes son la cresta del talud para evitar el paso hacia su estructura (grietas de tensión), el pie del talud para recolectar aguas provenientes de otros drenajes y a diferentes alturas del mismo

- *Drenajes de contrafuerte*: consiste en la apertura de zanjas verticales de 30 a 60 cm de ancho en la dirección de la pendiente del talud para rellenarlas con material granular altamente permeable y con un alto ángulo de fricción ($>35^\circ$). La profundidad alcanzada deberá ser mayor que la profundidad a la que se encuentra la superficie de falla para lograr el aumento de la resistencia del suelo no solo debido al aumento de los esfuerzos efectivos gracias al drenaje del agua que los reducía, sino también al aumento del material de alta resistencia incluido dentro de las zanjas.

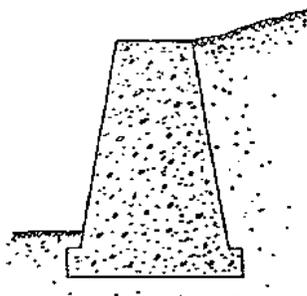
Esta solución puede ser útil y de bajo costo en el caso de taludes hechos con materiales de baja resistencia, tales como arcillas y limos blandos o con presencia de materia orgánica en descomposición que tengan entre tres y ocho metros de altura y superficies de falla que no pasen de los cuatro metros.

Soluciones estructurales

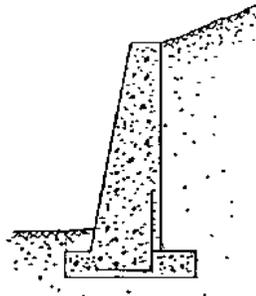
Este tipo de soluciones generalmente se usa cuando hay limitaciones de espacio o cuando resulta imposible contener un deslizamiento con los métodos discutidos anteriormente. El objetivo principal de las estructuras de retención es incrementar las fuerzas resistentes de forma activa (peso propio de la estructura, inclusión de tirantes, etc.) y de forma pasiva al oponer resistencia ante el movimiento de la masa de suelo.

Entre las soluciones estructurales más usadas se encuentran las siguientes:

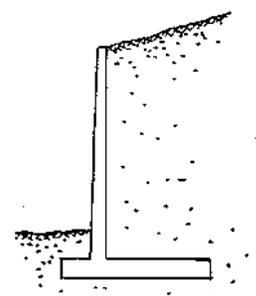
- *Muros de gravedad y en cantiliver*: la estabilidad de un muro de gravedad (figura 3.13 a y b) se debe a su peso propio y a la resistencia pasiva que se genera en la parte frontal del mismo. Las soluciones de este tipo son antieconómicas porque el material de construcción se usa solamente por su peso muerto, en cambio los muros en cantiliver (figura 3.13 c), hechos de concreto armado, son más económicos porque son del mismo material del relleno, el que aporta la mayor parte del peso muerto requerido.



a) Muro de gravedad



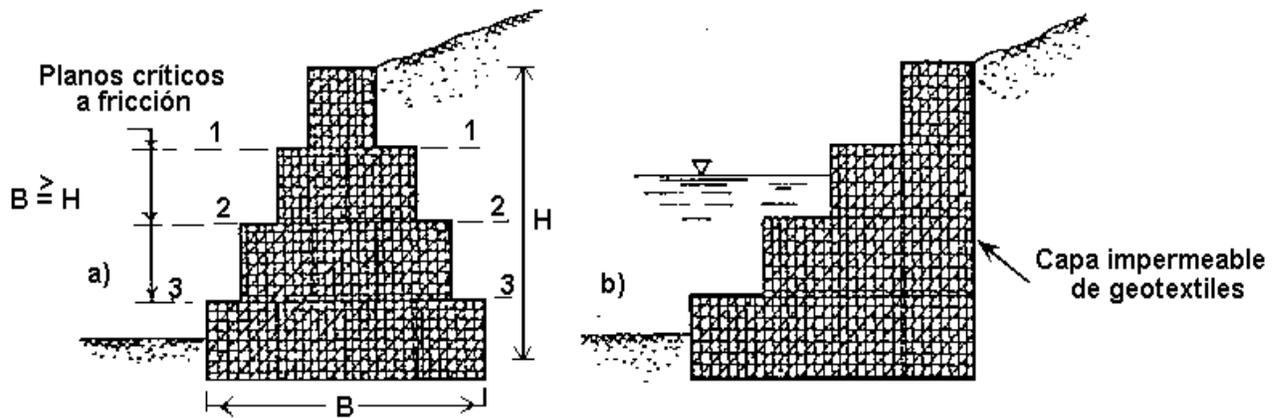
b) Muro de semigravedad



c) Muro en Cantiliver

Figura 3.13
Muros

Se debe tener en cuenta que al poner una estructura con un material de muy baja permeabilidad, como el concreto, al frente de un talud de suelo que almacene agua en su estructura, es muy probable que aumente la presión hidrostática en la parte posterior del muro. Para evitar este problema se debe colocar drenajes subhorizontales a diferentes alturas del muro con el objetivo de disipar el exceso de presión. Un tipo de muro de gravedad que ayuda en este aspecto, es el muro de gavión que al no tener ningún agente cohesionante más que la malla que une los gaviones, permite el paso de agua a través de los mismos. Estos muros además de ser comparativamente económicos, tienen la ventaja de tolerar grandes deformaciones sin perder resistencia.



Perfiles de muros de gaviones

Figura 3.14
Muros de gavión

- *Pantallas*: consisten de una malla metálica sobre la cual se proyecta concreto (shotcrete) recubriendo toda la cara del talud. Es común “atirantar” esta corteza de concreto armado mediante anclajes que atraviesan completamente la superficie de falla para posteriormente ser tensados y ejercer un empuje activo en dirección opuesta al movimiento de la masa de suelo. La figura 3.15 muestra el corte típico de una pantalla atirantada.



Figura 3.15
Sección transversal y frontal de una pantalla

CAPÍTULO 4

VULNERABILIDAD DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA

MATRIZ DE VULNERABILIDAD

Se denomina matriz de vulnerabilidad al conjunto de vectores organizados para eventos (E_j) de intensidad creciente, cuyas probabilidades de ocurrencia (P_j) en un determinado horizonte de tiempo dependen de la amenaza o peligrosidad en la región estudiada.

Como ejemplo nos referiremos al cuadro 4.1 que reproduce la matriz de vulnerabilidad basada en la estadística de daños por sismos de 456 represas de tierra. Los autores de ese trabajo caracterizaron cuatro grados de daño (no daños, daños menores, moderado y severo) y cuatro grados de intensidad sísmica basados en los grados de Mercalli (VI, VII, VIII y IX).

VULNERABILIDAD DE LOS COMPONENTES

A continuación se caracteriza la vulnerabilidad sísmica de algunos de los componentes propios de los sistemas de abastecimiento de agua potable y de alcantarillado.

Represas

La estadística sobre el comportamiento de represas de tierra reporta más casos de daños por sismos; en parte esto se debe a que son más numerosas que las de concreto (Chang 1992). De modo ilustrativo y con las reservas que se especifican a continuación, el desempeño esperado puede sintetizarse en el cuadro 4.2. En ese cuadro se toma como referencia las zonas sísmicas de Venezuela según el mapa vigente de la norma COVENIN 1756. En Venezuela, de un total de 49 embalses ubicados en zonas sísmicas, 33 son de tierra, 4 de enrocado, 3 de concreto, 1 de relleno hidráulico y 8 de material no identificado (MOP 1976 y MARNR 1995).

Es evidente que cualquier pronunciamiento sobre la seguridad de una represa debe estar sustentada en estudios detallados sobre: (i) la amenaza sísmica local; (ii) las propiedades dinámicas y la respuesta del sistema presa-embalse; y (iii) los materiales del embalse.

Cuadro 4.1
Matriz de vulnerabilidad basada en la estadística de daños por sismo
de 456 represas de tierra (Chang 1992)

Intensidad sísmica	Grado de daño**			
	D ₀ (No daño)	D ₁ (Menores)	D ₂ (Moderados)	D ₃ (Severos)
VI (132) *	58,3	33,3	6,2	2,2
VII (284) *	18,7	48,9	21,1	11,3
VIII (28) *	7,1	39,3	17,9	35,7
IX (12) *	0	16,7	16,7	66,6

* Número total de represas en ese nivel de intensidad sísmica.

Grado de daños en represas de tierra

- Grado 1 (D₁): daños menores
 - algún agrietamiento transversal o longitudinal de pequeña dimensión;
 - evidencia de asentamientos o levantamientos locales;
 - agrietamiento en cara aguas arriba;
 - pequeñas grietas en la estructura de las tuberías o aliviadero.
 Cualquiera de los daños anteriores no se considera que amenaza la estabilidad de la represa.

- Grado 2 (D₂): daños moderados
 - pequeño incremento de flujo en la base de la presa;
 - número de grietas transversales o longitudinales inferior a 10-20 de ancho y longitud pequeña o asentamiento y levantamiento concurrentes;
 - desplazamiento limitado a algún bloque de piedra suelto en el recubrimiento aguas abajo;
 - agrietamientos aguas arriba;
 - estructura de las tuberías agrietadas y levemente inclinada;
 - grietas en la estructura del aliviadero.

- Grado 3 (D₃): daños severos
 - deslizamiento o agrietamiento por deslizamiento en el cuerpo de la presa;
 - percolación en las laderas de la presa;
 - incremento manifiesto del flujo en la base de la presa;
 - se detecta fuentes de agua o volcanes de arena;
 - descenso del nivel de agua de la presa.

- el número de grietas longitudinales o transversales de la represa excede de 10-20;
- el ancho de las grietas excede de 5 a 10 cm;
- las longitudes alcanzan 100 o más metros;
- hay flujo de agua y fractura de la estructura de las tuberías;
- la estructura de la válvula de la tubería queda fracturada e inclinada.

Comentarios: En adición al **grado 0 (D₀)**, ningún daño, los tres grados anteriores se asocian a estados finales de embalses ubicados en áreas de isosistas conocidas. El grado 3 (D₃) se considera en el umbral de la inestabilidad.

Cuadro 4.2
Generalización sobre el desempeño esperado
de represas de tierra

Zona sísmica de Venezuela (COVENIN 1756-82)						
ALTURA (m)	0	1 (0,08g)	2 (0,15g)	3 (0,22g)	4 (0,30g)	(1) > 0,30g
<i>< 20</i>	<i>NO SE CONOCEN PROBLEMAS POR EFECTO DE VIBRACIONES SÍSMICAS</i>					
<i>> 20</i>				<i>RIESGO MUY BAJO EN REPRESAS BIEN CONSTRUIDAS</i>		
<i>< 60</i>					<i>FALLAS LOCALES EN SISMOS PASADOS</i>	
<i>> 60</i>						

(1) Zona en discusión

Tuberías

Para las tuberías de mayor diámetro, con estadísticas publicadas sobre los efectos de sismos, se ha elaborado el cuadro 4.3 que muestra el número medio de reparaciones debido a sismos.

Cuadro 4.3
Número medio de reparaciones de tuberías por sismos

Aceleración máxima del terreno (g)	Número medio de reparaciones / km	
	Suelos promedio	Suelos competentes
0,05 - 0,10	0,001	0,0005
0,15 - 0,20	0,04	0,008
0,25 - 0,30	1,5	0,06
0,40 - 0,50	20	3,00

Fuente: (American Society of Mechanical Engineers 1985; Ariman 1987; BSSC 1987; Shinozuka 1992 y Nyman 1984).

Chimeneas de equilibrio

Por su configuración estructural, las chimeneas de equilibrio pueden ser vulnerables a sismos, vientos extremos y a fallas en sus fundaciones.

El cálculo de los efectos sobre la chimenea debido a las acciones eólicas se llevó a cabo de acuerdo con las prescripciones establecidas en COVENIN 2003 (1986) y CUBIC (1989). De ese análisis se desprende que para la mayor de las chimeneas expuestas (98 m de altura y 7,0 m de diámetro) con superficie exterior cilíndrica, de concreto, sin huecos, los vientos críticos que pueden ocasionar daños de cierta importancia son de más de 190 (km/hora). Esto equivale a una velocidad de 52,8 (m/seg), la cual es más del doble que la establecida en la norma venezolana para esa zona considerada para una vida de servicio de 100 años y, por lo tanto, tiene una probabilidad despreciable de ser excedida.

En relación con los sismos y luego de verificarse la capacidad resistente a sismos por medio de un análisis dinámico (CORAL 83 1997) y considerando el área de armaduras y su confinamiento, a esa configuración estructural de la chimenea de equilibrio estudiada (figura 4.1) se le asigna una elevada probabilidad de ruina para demandas de ductilidad que excede 50% lo aceptado en las normas vigentes. Tomando como base los criterios y datos anteriores se formuló la matriz de probabilidad de daños que se presenta en el cuadro 4.4 y 4.5.

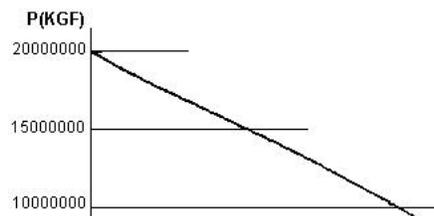


Figura 4.1
Chimenea de equilibrio de 98 m de altura y 7 m de diámetro exterior. Sección transversal (espesor uniforme de 20 cm de concreto armado) y diagrama de interacción

Cuadro 4.4
Grado de daño y rangos de aceleración en una chimenea de 98 m de altura 17 m de diámetro

Grado de daño	Demanda de ductilidad	Rango de aceleración (g)
No daño	< 1	< 0,16
Menores	1	0,23
Moderados	1,25	0,30
Severos	1,50	0,35
Ruinas	≥ 2,25	≥ 0,51

Cuadro 4.5
Matriz de probabilidad de daños de las chimeneas de equilibrio

Grado de daño	Grado de intensidad de Mercalli					
	V	VI	VII	VIII	IX	X
No daño (D < 1)	100	90	70	30	5	0
Menores (D = 1)	--	10	15	30	15	5
Moderados (D = 1,25)	--	--	10	20	20	10
Severos (D = 1,50)	--	--	5	15	20	15
Ruinas (D = 2,25)	--	--	--	5	40	70

Red de alta tensión

Los elementos de la red de alta tensión están constituidos por subestaciones de alta tensión (115 kW y menos), torres y líneas de transmisión (Pieretti 1965).

La experiencia de sismos pasados revela que la vulnerabilidad de la red, en términos de operatividad, se encuentra particularmente condicionada por los equipos de porcelana de las subestaciones eléctricas (EERI 1986). Las conclusiones sobre su desempeño esperado, basadas en una estadística de 1400 equipos, (Eidinger 1995) son las siguientes:

Los equipos de 215 kW, al igual que los equipos de mayor nivel de tensión y los componentes más frágiles (columnas aisladoras de porcelana, interruptores de tanque vivo y transformadores de tensión), son más vulnerables que los equipos anclados o con centro de gravedad bajo. La probabilidad de falla que se espera en los equipos frágiles, en término medio, pueden expresarse como:

$$Pf = 0,21 + 0,43 (Ao)$$

$$0,05g \leq Ao \leq 0,90g$$

Para los equipos menos frágiles, su probabilidad de falla se supondrá igual a la mitad de la de los equipos frágiles.

En el cuadro 4.6 se describe el desempeño esperado de las subestaciones eléctricas de alto voltaje (≤ 230 kW) de acuerdo con los criterios establecidos para diferentes estados de daños en términos de porcentaje de equipos afectados, según J. Eidinger (1995).

En relación con las líneas, el problema sísmico es menor; como eventual problema destaca la inestabilidad de las fundaciones de torres ubicadas cerca de taludes o en las cercanías de márgenes de ríos donde pueden ser debilitadas, problema que no se evalúa en este trabajo.

Estaciones de bombeo

Las estaciones de bombeo están constituidas por tres elementos fundamentales: (a) las bombas centrífugas; (b) la subestación de alto voltaje; y (c) los tanques de succión.

- *Bombas centrífugas:* De acuerdo con PDVSA (1993), la tasa de fallas de las bombas centrífugas en condiciones de operación es de $1,71 \times 10^{-2}$ (1/año). Si P es la probabilidad de falla de un componente y hay n componentes idénticos, la probabilidad de que falle alguno es $1-(1-P)^n$; para pocos componentes y probabilidades pequeñas, la probabilidad anterior se puede estimar como: $n \cdot P$.

Cuadro 4.6
Vulnerabilidad de las subestaciones de voltaje igual o inferior a 230 kW

Grado IMM	Probabilidad de falla (%)		Desempeño esperado	Tiempo estimado de interrupción (horas) (1)
	Componentes frágiles	Componentes no frágiles		
V	--	--	Subestación funcional	--
VI	10	4	Breve interrupción	½ a 1
VII	17	8	Daños menores	~ 4
VIII	24	12	Daños moderados	~ 8
IX	31	16	Daños en equipos; sustitución de piezas	~ 12
X	≥ 38	≥ 19	Daños en equipos y edificio de control	~ 24

(1) No incluye tiempo de transporte de equipos al sitio.

Si se supone que hay cuatro bombas en operación, la probabilidad de que falte alguna bomba es muy cercana a:

$$1 - (1 - 0,0171)^4 = 6,7\%$$

Aún cuando esta probabilidad es algo mayor por razones de desgaste, se considera pequeña si se toma en cuenta el número de bombas disponibles en cada estación.

- *Subestación de alto voltaje:* el elemento más vulnerable es el suministro de energía, bien sea por falla del sistema, lo cual implica tiempos de rehabilitación relativamente cortos o por destrucción de elementos de la subestación como consecuencia de terremotos u otro tipo de desastre.
- *Tanques de succión:* no presentan aspectos particularmente vulnerables y pueden ser tratados como chimeneas de poca esbeltez.

Túneles

El desempeño de túneles, minas y grandes espacios subterráneos con espesores sustanciales de roca generalmente ha sido satisfactorio. Oven y Sholl (1981) agruparon las estadísticas sobre los efectos constatados en túneles de acuerdo a los siguientes tres grados:

No daño:	No hay nuevas grietas ni caída de rocas.
Daños menores:	Nuevos agrietamientos y caída de rocas.
Daños graves:	Agrietamiento severo, deslizamientos de roca importantes y taponamiento, especialmente en los extremos del túnel.

Los resultados de estudios analíticos y la estadística disponible para túneles predominantemente ubicados en roca se pueden sintetizar en el cuadro 4.7, cuyos valores pueden diferir para túneles excavados en otros tipos de materiales.

Cuadro 4.7
Rangos de movimientos máximos del terreno para tres niveles de daño en túneles ubicados en roca

Niveles de daño	Movimientos máximos del terreno	
	Aceleraciones (g)	Velocidades (cm/s)
No daño	< 0,20	< 20
Daños menores	0,20 - 0,40	20 - 40
Daños	> 0,40	> 40

Lo anterior se puede presentar en forma de matrices de vulnerabilidad referidas a grados de intensidad de Mercalli, como se muestra en el cuadro 4.8.

Cuadro 4.8
Matriz de probabilidad de daños en túneles expresados en
grados de intensidad de Mercalli

Nivel de daño	Intensidad de Mercalli (IMM)				
	VI	VII	VIII	IX	X
No daños	90	70	40	10	-
Menores	10	28	40	40	15
Graves	-	2	20	50	85

Turbiedad

La turbiedad generada por el arrastre de sólidos depende de las características geológicas de las cuencas que drenan hacia las fuentes de agua (Williams y Berndt 1977). En el caso particular del río Tuy, afluente del sistema de agua analizado, la turbiedad en períodos de lluvia puede sufrir cambios sustanciales. En la muestra que se ilustra en la figura 4.2, correspondiente a 1996 en la época de lluvias, el grado UNT llegó a multiplicarse por 30 respecto al período no lluvioso; esta variación se refleja en los efluentes de la planta de tratamiento.

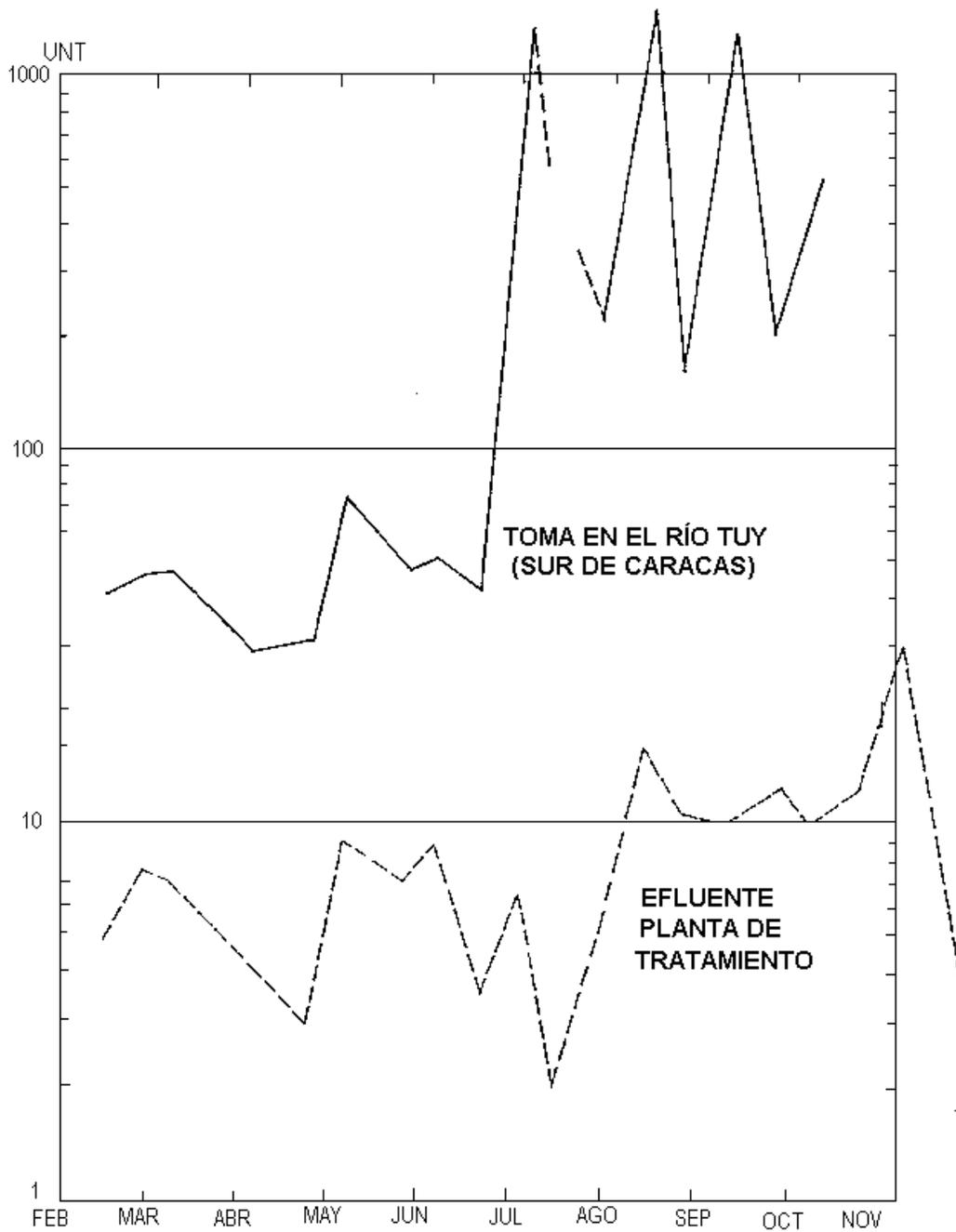


Figura 4.2
Variación de la turbiedad (muestra de 1996)
UNT: Unidades nefelométricas de turbiedad

CAPÍTULO 5

PROCEDIMIENTOS PARA EVALUAR LA CONFIABILIDAD DEL SISTEMA ANALIZADO

En la literatura se encuentran variados procedimientos para cuantificar la confiabilidad de los sistemas. Se entiende por confiabilidad a la probabilidad de que el sistema deje de prestar el servicio para el cual fue diseñado (Hopkins 1993); (Nyman 1984); (CAE 1991).

Cualquiera sea la metodología que se emplee, la finalidad de la evaluación es identificar los elementos críticos del sistema y determinar la sensibilidad del mismo a eventuales intervenciones, generalmente con el fin de optimizar la eficiencia del sistema.

TIEMPO DE REHABILITACIÓN

Esta medida toma en consideración la capacidad remanente del componente, la magnitud del daño y las expectativas de rehabilitación en unidades de tiempo. Con los análisis usuales de ingeniería, lo anterior puede aplicarse a estaciones y subestaciones de bombeo, tanques de almacenamiento, chimeneas de equilibrio, tanques de succión, puentes, tuberías de conducción y otros componentes.

Al estimar el tiempo de rehabilitación se debe considerar: (a) la magnitud del daño; (b) requerimientos y disponibilidad de recursos humanos, materiales y financieros; (c) facilidad de acceso al lugar; y (d) el grado de afectación de cada componente.

Comparación de tiempos de rehabilitación de tuberías-puentes sobre ríos

En la foto 5.1 se observa el puente A que cruza la quebrada Las Palmas con acceso inmediato a la carretera y en la foto 5.2 el puente B que cruza el río Guaire, de difícil acceso, en una zona de topografía irregular. En el cuadro 5.1 se comparan tiempos de rehabilitación correspondientes a problemas similares de socavación de las bases de las pilas de apoyo.

Para calcular el tiempo total de rehabilitación del sistema, se debe considerar las configuraciones en serie o en paralelo de los componentes del sistema. Por ejemplo, en el caso del cuadro 5.1 las tareas (2) y (3) pueden hacerse paralelamente.





Foto 5.1
Puente (quebrada Las Palmas) con acceso directo a la carretera

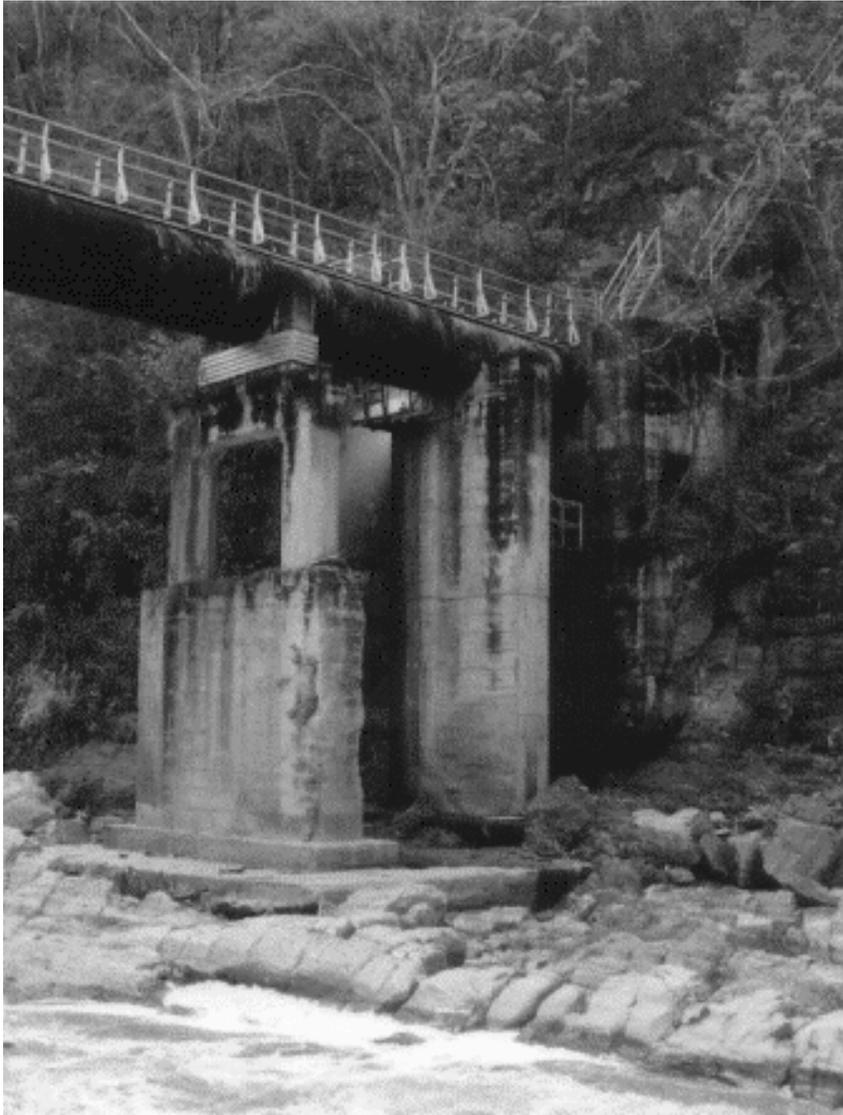


Foto 5.2. Puente B (río Guaire) en zona de difícil acceso. Actualmente se accede por medio de la escalerilla de la mano derecha que conduce a una carretera que finaliza 20 metros más arriba.

Cuadro 5.1
Estimación del tiempo de rehabilitación
para dos tuberías-puente

Fase o tarea		Tiempo en horas	
		Puente A Ø = 78"	Puente B Ø = 78"
1	Identificación del daño (1)	10 – 20	24 - 72
2	Interrupción del flujo	2	2
3	Preparación del material, equipo y cuadrilla	4	4
4	Traslado al sitio	1	5 - 10
5	Ejecución de reparación (2)	15 – 30	100 - 200
6	Coordinación de reinicio y puesta en operación	4	4
7	Total	36 – 61	139 - 292

- (1) Depende de la frecuencia de inspección; el puente A es visible desde una vía secundaria de acceso a una estación de bombeo. El puente B suele ser inspeccionado por vía aérea.
- (2) Se ha supuesto que la reparación requiere excavación parcial y llenado con concreto armado. En el caso del puente B, la solución puede requerir apuntalamientos temporales si el río está crecido.

SELECCIÓN DE ESCENARIOS

Generalmente, para verificar la confiabilidad de los sistemas se seleccionan escenarios extremos (Davis 1980); (Hopkins 1993); (World y Jochim 1989); (CAE 1991).

Entre las amenazas naturales consideradas en el presente documento destacan las tres siguientes:

- *Vientos huracanados*: la distribución de valores extremos de velocidades de viento dada en la figura 2.2, con velocidades asociadas a períodos de retorno de 500 años, permite observar que sólo representan 66% de los vientos equivalentes a acciones sísmicas de diseño. La evaluación de solicitaciones fue hecha con la norma COVENIN 2003-86 “Acciones del viento sobre las construcciones”, para la cual se seleccionó una chimenea de 98 m de altura y 7,0 m de diámetro, considerado como el componente potencialmente más vulnerable a la acción eólica.
- *Tormenta tropical*: los efectos de las crecidas en las pilas de los puentes, tales como la erosión (inestabilidad de pendientes y deslizamientos potenciales) y posibles efectos en la turbiedad del agua almacenada en los embalses, sólo es objeto de evaluación parcial.

- *Sismos*: El área puede ser afectada

CAPÍTULO 6

ESTUDIO DE CASO

El estudio de caso se centra en un sistema de producción de agua potable ubicado en la región norte-central de Venezuela, en la zona de interacción de las placas tectónicas del Caribe y América del Sur. Además de las fallas geológicas reconocidamente activas (figura 2.1), en el área de interés corre la cordillera de la costa en sentido este-oeste, con alturas de hasta 2.765 m (pico Naiguatá).

El sistema considerado, proyectado a inicios de la década de 1960, es uno de los que suministra agua potable a la ciudad de Caracas (4 millones de habitantes), ubicada en un valle a 950 m sobre el nivel del mar (Pieretti 1965).

GEOLOGÍA GENERAL DE LA REGIÓN

Desde el punto de vista geológico, el norte de Venezuela se encuentra en una zona de montañas jóvenes que están ascendiendo en relación con el nivel del mar. Aunque lentamente, tal ascenso se manifiesta en cambios topográficos, por ejemplo, el perfil de la cordillera este-oeste, paralela a la línea de costa, en su cara hacia el mar, permite ver intermitencias de erosión marina, hoy fuera del mar (Schubert 1977).

En la cara que mira hacia Caracas no se constatan terrazas de erosión marina; su perfil es escarpado e interrumpido abruptamente por el valle hoy urbanizado. Hacia el sur, este valle está bordeado por serranías geológicamente diferentes a las del norte y sus rocas son más blandas que las de la parte norte de la cordillera de la costa.

Estas serranías se extienden hasta más al sur de los valles del río Tuy, denominada serranía del sur o del interior. Entre esta serranía y la cordillera de la costa hay una zona de fallas, consecuencia del movimiento desigual de ambos bloques (figura 6.1).

ANTECEDENTES DE INESTABILIDAD DE SUELOS Y LADERAS EN LA REGIÓN

Origen sísmico

Singer y otros (1993) señalaron avalanchas de peñones en tiempos prehistóricos (1100-1500 DC), probablemente vinculadas a actividad sísmica en las siguientes áreas del valle de Caracas: El Pedregal-La Castellana, Altamira, San Michele-Parque del Este. Igualmente, reportaron subsidencia en el área Altamira-Los Palos Grandes durante el pleistoceno o tal vez más reciente (holoceno). Estos deslizamientos y caídas de rocas por sismos desde la cordillera que bordea el norte de la ciudad también se describen en fechas inmediatamente posterior al terremoto del 23 de marzo de 1812.

En el cuadro 6.1 se hace referencia a deslizamientos de suelos en el área de Caracas y sus alrededores como consecuencia de sismos pasados. En el cuadro 6.2 se presentan fenómenos de licuefacción y hundimiento debidos al mismo fenómeno.

Cuadro 6.1
Deslizamientos en el área de Caracas y alrededores debido a sismos

Fecha	Ms	Breve descripción
1900-10-29	7,6	Deslizamientos en la carretera Caracas-Guatire-Caucagua.
1967-07-29	6,5	Deslizamiento en Aaira, Estado Miranda; derrumbes en la carretera vieja de Guarenas y en algunos tramos de la carretera Panamericana: Caracas-Los Teques. Caída de rocas en la carretera Macuto-Naiguatá y deslizamientos de rocas y suelos entre La Colonia Tovar y Carayaca.

Fuentes: Singer 1993; Hanson y Degenkolb 1996; y Grases 1980.

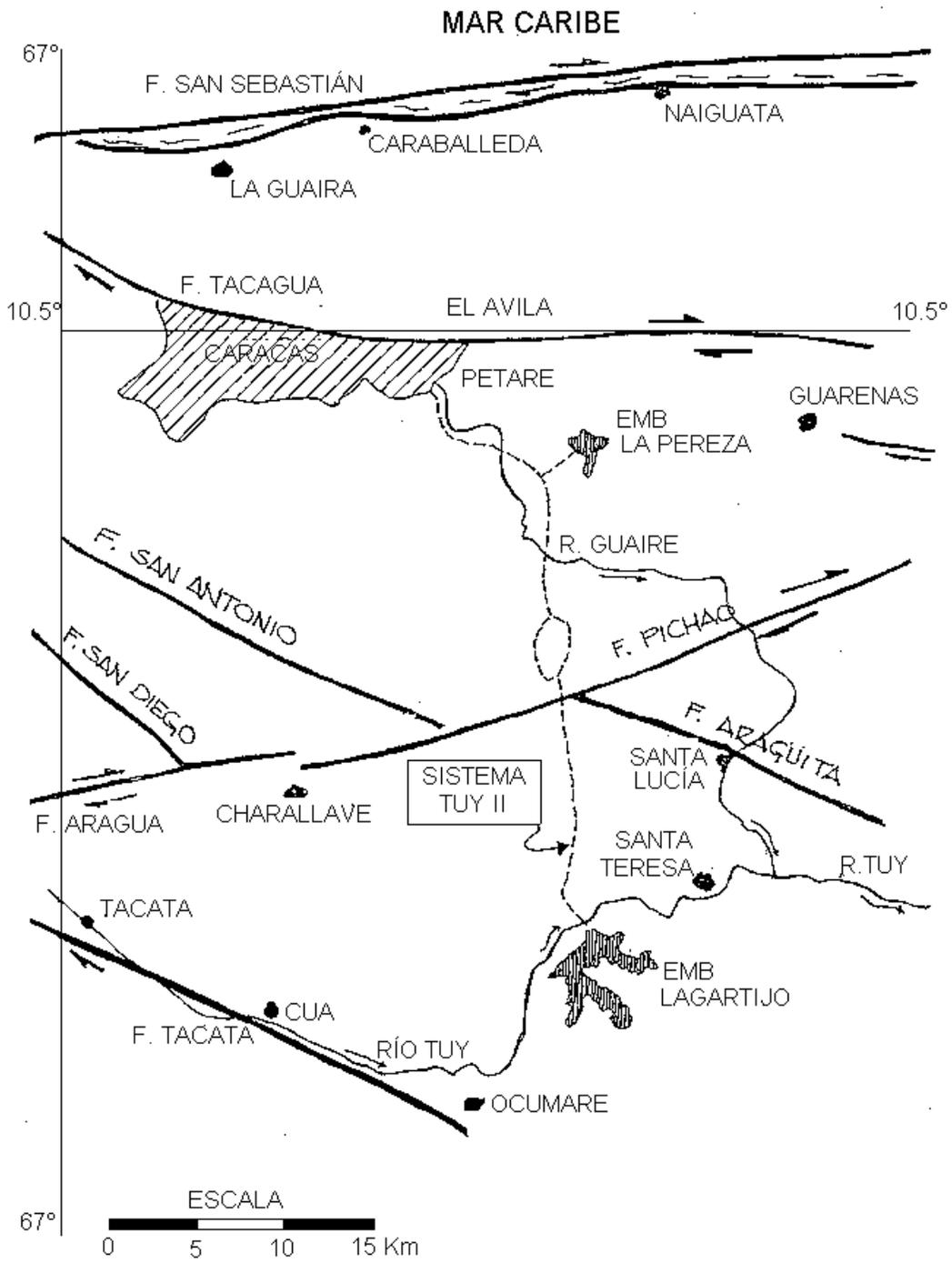


Figura 6.1
stema Tuy II y fallas tectónicas

Cuadro 6.2
Fenómenos de licuefacción y hundimiento reportados en el área de Caracas y alrededores debido a sismos

Fecha	Breve descripción
1878-04-12	Fenómeno de licuefacción en la quebrada Pitahaya, cerca de Charallave y en la quebrada La Culebra, cerca de Cúa. Asentamiento del terreno a orillas del río Tuy, cerca de Cúa.
1900-10-29	Dudas sobre rupturas de superficie en el área Los Moriches, al sur de Guarenas-Guatire. Probables fenómenos de licuefacción y desparramamiento lateral en la vía férrea de Carenero a río Chico, en río Chico y en otras localidades de Barlovento. En Paparo, el puente de hierro sufrió daños severos debido a movimientos en las pilas de apoyo; parte de las viviendas del pueblo se hundieron. Fenómenos de licuefacción al NE del caserío La Maturetera y en Las Morochas (río Agua Colorada) cerca de Capaya.

Fuente: Singer 1993 y Grases 1980.

Otras causas

- *Gravitacionales*: por sus características geológicas, los casos de deslizamiento asociados a fenómenos gravitacionales, especialmente con presencia de humedad, han sido muy numerosos y han alcanzado niveles catastróficos al afectar áreas urbanizadas en las laderas del sur de la ciudad. El 15 de abril de 1976 el sistema sufrió daños por deslizamientos en la fila de Mariches, el Peñón de Lira (Las Marías).
- *Arrastres torrenciales*: además de las manifestaciones de riesgo geológico por fenómenos gravitacionales, las precipitaciones torrenciales han acelerado problemas de inestabilidad de laderas y ocasionalmente han originado arrastres torrenciales catastróficos. Entre ellos se destacan aquellos que han afectado componentes de sistemas de producción y transporte de agua potable o alcantarillado. En el cuadro 6.3 se sintetiza información recabada en la prensa local.

DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

La descripción esquemática del sistema seleccionado de producción de agua potable se da en las figuras 6.1 y 6.2, y sus principales componentes se presenta en el cuadro 6.4. Estos componentes han sido incorporados al modelo para el cálculo de la confiabilidad. Otros elementos del sistema, como galpones, edificaciones de control, válvulas y pilas de apoyo no han sido incluidos en el modelo.

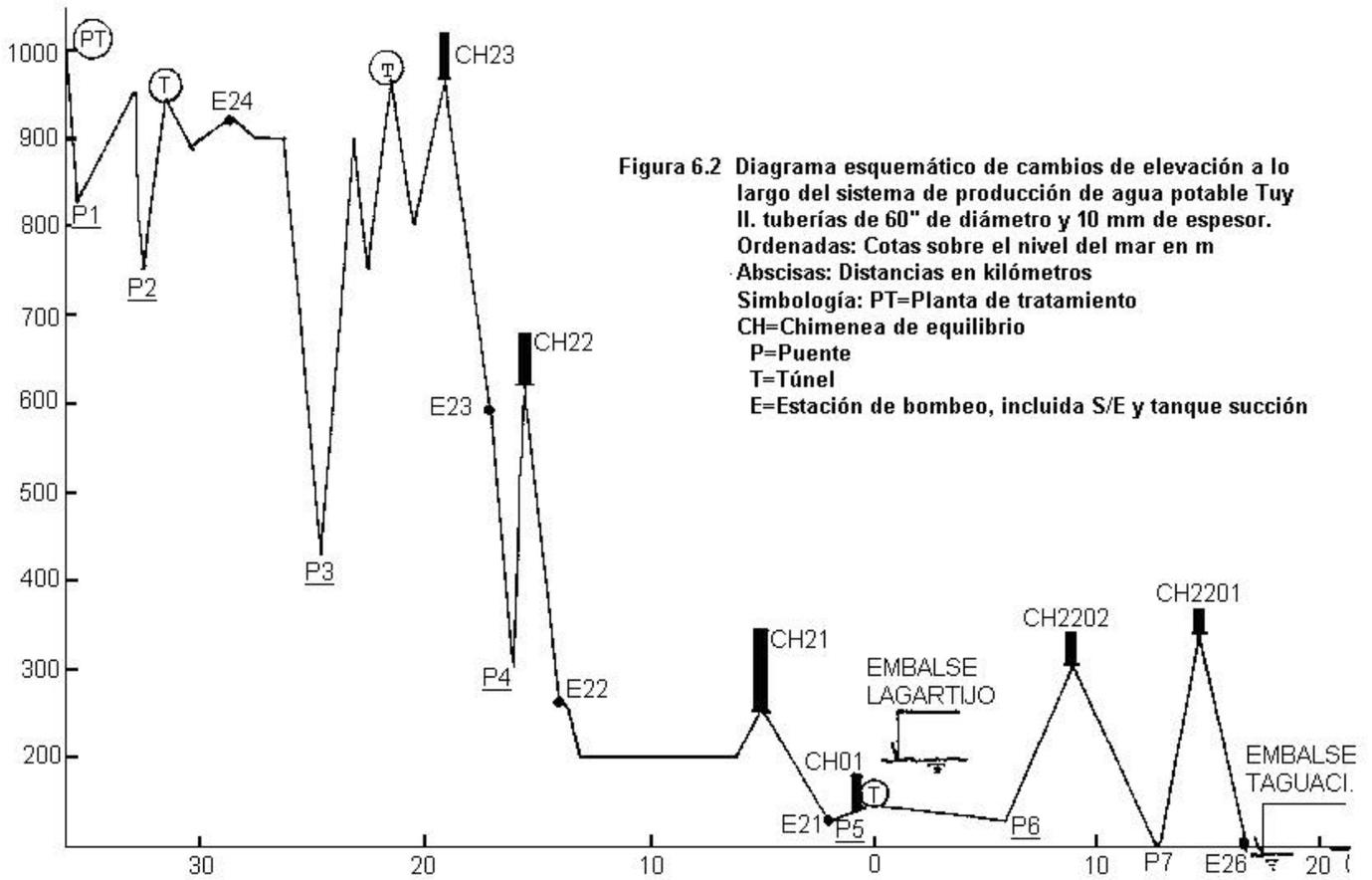
Cuadro 6.3
Casos de arrastres torrenciales que han ocasionado disrupciones importantes

Fecha	Breve descripción
1977-08-20	Arrastres torrenciales por lluvias en las cuencas de los ríos San Pedro y Macarao inundaron la parte baja de Caricuao y Las Adjuntas, al oeste de Caracas, por súbita creciente del río Guaire a las 17.30 del sábado 20. Sistemas de drenaje colapsados por arrastre de sólidos; el lodo invadió las plantas bajas de las edificaciones del área. Se reportaron cinco muertos, tres personas desaparecidas y 700 vehículos dañados o arrastrados por el río. En la referencia 55 se anota que la represa La Mariposa fue dañada, pero ese dato no ha sido confirmado en la prensa consultada.
1979-09- 7 y 8	Fuertes precipitaciones en la parte alta de la cuenca del río Valle (urbanización Colinas de Carrizal), ocasionaron derrumbes y la formación de una laguna de hasta seis metros de profundidad en el área de la urbanización. Tres muertos, varios lesionados, pérdidas materiales importantes entre ellas el acuario Agustín Codazzi de la UCV; la altura del lodo arrastrado se estimó en dos metros. La Carretera Panamericana bloqueada por deslizamientos. Este ha sido un fenómeno recurrente; el último episodio fue en agosto de 1996.
1979-09-10	Derrumbes en el barrio La Carbonera, km 17 de la Panamericana, Estado Miranda. La aducción de agua a Los Teques quedó fuera de servicio; vía obstruida.

Criterios de diseño sismorresistente

No se dispone de información detallada relativa a los criterios de diseño sismorresistente. En el volumen 1 de Pieretti (1965) se indica que se consideró el efecto sísmico: “a razón de 0,1g”.

En un estudio geológico posterior, de mayo de 1965, firmado por el geólogo Sergio Bajetti B., para el diseño de la presa La Pereza, se establece que la aceleración máxima del terreno a considerar en el diseño no debe ser menor de 300 cm/seg² según recomendaciones de Fiedler, pues “no se puede considerar que los focos se hayan tranquilizado”.



De acuerdo con las normas vigentes COVENIN 1956 (1982), el Estado Miranda queda en la zona sísmica cuatro, con aceleraciones de diseño iguales a $0,30g \times 1,25 = 0,38 g$ para obras de importancia excepcional, como es el caso de un sistema de abastecimiento de agua.

Cuadro 6.4
Componentes del sistema estudiado

Componentes	Descripción
Represas	- L. Construida entre 1960 y 1962; tierra; 60 m de altura; 113 Mm ³ capacidad. Torre toma de concreto armado (cota 190 msnm). - L.P. Construida entre 1966 y 1969; enrocado; 65 m de altura; 8 Mm ³ de capacidad (cota 1068 msnm).
Estaciones de bombeo, tanque de succión y subestación de alto voltaje	Cinco estaciones con tanques de succión principalmente de acero y alturas hasta de 38 m. Subestación de 115/6,9 kW con equipos tradicionales de porcelana.
Tuberías	Longitud total: 56 km: 2 km 84"; 34 km 78"; 13 km 60"; 7 km 48".
Puentes	Cuatro puentes de vanos importantes; uno de ellos autoportante sobre el río Tuy.
Chimeneas de equilibrio	- Ocho chimeneas: 2 unidireccionales, 1 inclinada y 4 verticales hasta de 98 m de altura.
Túneles	Tres túneles con tubería a presión.
Planta de tratamiento	Una a la entrada del sistema de distribución con 8 m ³ /seg de capacidad.

Ref: Grinteins (1997)

Criterios de diseño contra vientos máximos

De acuerdo con Pieretti (1965), volumen I, el caso de viento máximo se tomó a razón de 150 kh/m². Esto equivale aproximadamente a velocidades de viento de 108 km/hora, lo cual resulta adecuado según la norma COVENIN 2003 (1986) con un factor de importancia eólica $\alpha = 1,15$.

MODELO DEL SISTEMA Y PROBABILIDADES DE FALLA

Para evaluar la vulnerabilidad de los sistemas y su confiabilidad ante las amenazas naturales, es preciso:

- identificar los componentes del sistema;
- caracterizar su vulnerabilidad física y operativa;
- identificar el origen de la vulnerabilidad;
- explorar los cambios posibles tanto en las amenazas, como en el desempeño esperado de los componentes del sistema.

El procedimiento es válido para cualquier otra amenaza siempre que ésta y la vulnerabilidad del sistema se encuentren debidamente caracterizadas.

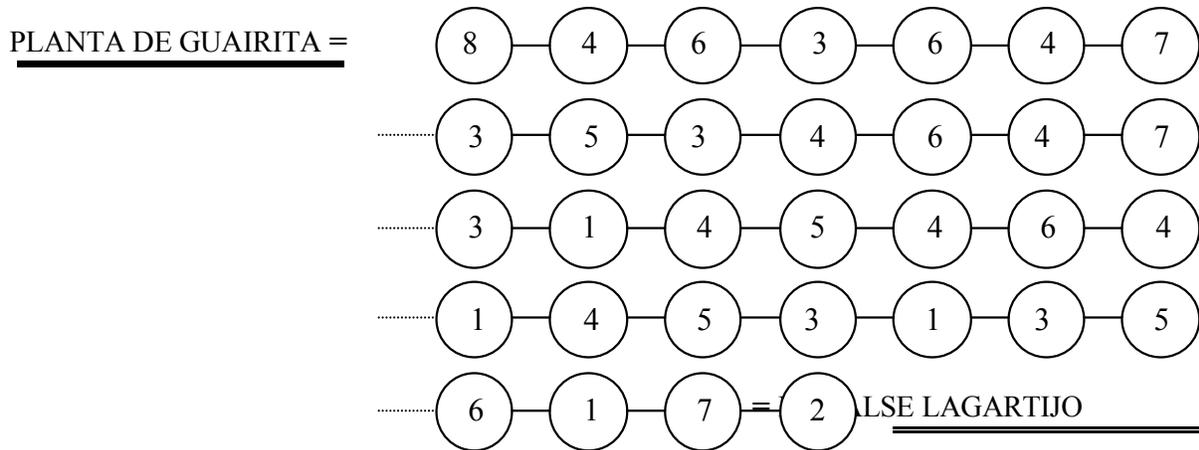
Modelo del sistema seleccionado como estudio de caso

En una primera evaluación, el sistema de producción y transporte de agua seleccionado como estudio se modeló como un conjunto de 32 componentes en serie, tal como se describe en la figura 6.3. Estos elementos están concatenados desde el embalse Lagartijo (cota 190 msnm) hasta la planta de tratamiento de La Guairita (cota 1.000 msnm). Obsérvese en el cuadro 6.5 que en el caso de tuberías de gran diámetro se ha hecho una distinción entre tramos ubicados en terrenos planos y tramos dispuestos en ladera; estos últimos presentan una vulnerabilidad considerablemente mayor. No se ha diferenciado el eventual cruce de fallas geológicas activas.

El personal que opera el sistema observó que en los tramos afectados por deslizamientos, las tradicionales juntas Dresser (foto 6.1) han resultado ser más vulnerables a las fugas que las uniones soldadas; aparentemente estas últimas confieren una mayor deformación al conjunto antes de que aparezcan fugas.



Foto 6.1
Acceso al puente sobre el río Guaire, donde se ha tomado la fotografía;
detalle de la Junta Dresser



Nota: No se incorporan en este modelo otros tramos del sistema. Embalse La Pereza a la Estación de Bombeo 25; Embalse Taguacita a la Estación de Bombeo 21

Figura 6.3

Modelo en serie del sistema seleccionado como estudio de caso. La identificación de los componentes enumerados dentro de cada círculo se da en el cuadro 6.5

Resultados preliminares

El modelo de la figura 6.3 y los valores del cuadro 6.5 permiten la evaluación cuantitativa de la vulnerabilidad del sistema a sismos. Esto se ilustra a continuación con dos ejemplos.

Ejemplo : Sismo local sobre la falla de Tácata (figura 6.1), con intensidad de Mercalli grado VIII hasta la CH 22 (figura 6.2), Mercalli grado VII hasta el túnel del km 20-21, y Mercalli grado VI hasta la planta de tratamiento de La Guairita. Para este evento, comparable a otros reportados en la región, la confiabilidad del sistema resulta ser igual a 0.46; la probabilidad de que el sistema deje de operar es bastante elevada (0,54). Los componentes que más contribuyen a este resultado son los que se encuentran en el área de mayor grado de intensidad (grado VIII), entre ellos, la represa de tierra y las tuberías en ladera.

Toma de decisiones bajo incertidumbre

En la eventual decisión de aplicar medidas de mitigación, es preciso reconocer la naturaleza incierta de los fenómenos de la naturaleza y el desempeño esperado de los elementos del sistema. Este problema se presenta con un ejemplo seleccionado del estudio de caso.

Cuadro 6.5
Vectores de probabilidad correspondientes a los daños severos o ruina (sismo en época de estiaje)

Intensidad de Mercalli	Chimenea equilibrio	Represa de tierra	Tuberías gran diámetro		Estación de bombeo y subestación	Puente	Túneles	Planta de tratamiento
			Plano	Ladera				
	1	2	3	4	5	6	7	8
VI	--	--	--	--	--	--	--	--
VII	--	0,05	--	0,02	0,02	--	--	--
VIII	0,05	0,20	--	0,15	0,10	0,05	0,02	--
IX	0,40	0,50	0,05	0,40	0,30	0,15	0,10	0,15
X	0,70	0,80	0,20	0,80	0,60	0,30	0,30	0,40

Nota: En este modelo no se incorporan otros tramos del sistema, tales como el del embalse La Perea a la estación de bombeo 25 y del embalse Taguacita a la estación de bombeo 21

- *Incertidumbre en las acciones y en el desempeño del elemento seleccionado*

El área en la cual está construido el sistema estudiado puede ser caracterizado en términos de su historia sísmica Grases (1994); Grases (1995) y Coral 83 (1997). Los valores del cuadro 6.6 sintetizan la información necesaria para este ejemplo.

El elemento seleccionado pertenece al estudio de caso y se trata de la chimenea de disipación de energía, de 98 m de altura. El vector correspondiente a los estados de daños severos y ruina para este elemento particular aparece en la columna 1 del cuadro 6.5.

Cuadro 6.6
Tasas de excedencia de intensidades de Mercalli
y probabilidades de ocurrencia en 30 años

Grado de Mercalli (IMM)	Tasas de excedencia (1/año)	Probabilidad de que ocurra IMM (2)
VI	0,05	0,28
VII	0,018	0,23
VIII	0,007	0,12
IX	0,0025(1)	0,06
X	0,0003(1)	0,01(3)

Notas. (1) Valores extrapolados; (2) excluye grados (IMM) inferiores a VI; (3) incluye grados (IMM) en exceso de X.

- *Estados de la naturaleza, alternativas de decisión, consecuencias esperadas y costo asociado*

En este ejemplo se consideran dos alternativas de decisión: (i) la alternativa X1 que es la de no intervenir, es decir, no reforzar; (ii) la alternativa X2 que consiste en reforzar la chimenea para minimizar su probabilidad de ruina.

En el cuadro 6.7 se sintetizan las consecuencias esperadas de las dos alternativas anteriores y los costos estimados (C). Por razones obvias, resulta conveniente expresar los costos asociados a la intervención o a las pérdidas esperadas en términos del costo de reposición del elemento en cuestión, aquí designado por la letra R.

- *Toma de decisiones*

Las utilidades esperadas dependerán tanto de la acción X1 ó X2, como del estado de la naturaleza (IMM). La mayor utilidad esperada, menor pérdida en este caso, se obtiene mediante la comparación de las pérdidas probables asociadas a cada alternativa de decisión. Estas son:

Alternativa X1:

$$- 0,0023\% R - 0,6\% R - 6\% R - 10\% R = -0,166 R$$

Alternativa X2:

$$- C_0 - 0,0012\% R - 0,30\% R - 1\% R = - 0,013 R - C_0$$

Si el costo de la intervención inicial C_0 es mayor que $(0,166 R - 0,013 R) = 0,153 R$, la alternativa X1 es la de mayor utilidad económica esperada.

El total acumulado de tiempos probables de rehabilitación, calculado en forma similar y con los mayores tiempos de interrupción del cuadro 6.7, resulta ser cuatro veces mayor para la alternativa X1 (2,6 días) que para la alternativa X2 (0,62 días). Estos tiempos son pequeños debido a las pequeñas probabilidades de que ocurra el suceso (cuadro 6.6) y parecen ser riesgos tolerables.

El procedimiento permite la comparación sistemática entre componentes, sistemas o subsistemas e identifica aquellos que requieren intervención en forma prioritaria.

CONCLUSIONES

- a) La principal utilidad de la metodología descrita se centra en la posibilidad de evaluar cuantitativamente la influencia de las modificaciones, mejoras o trazados alternos en la respuesta esperada del sistema.
- b) Las incertidumbres en las acciones esperadas pueden incorporarse en la selección de las alternativas de acción con el fin de optimizar las medidas preventivas. Esto ha sido ejemplificado con el análisis de un componente del sistema seleccionado del estudio de caso.
- c) La extensión de su aplicación a los tiempos probables de rehabilitación del sistema es inmediata, sea para sismos o para otras causas de disrupción, siempre que se disponga de estadísticas confiables sobre los diferentes tipos de averías.
- d) Para la cuantificación de efectos y la vulnerabilidad de los componentes del sistema, es preciso combinar la estadística de casos (si existe) con los resultados de evaluaciones cuantitativas fundamentadas en la normativa vigente.

Cuadro 6.7
Estados de la naturaleza, alternativas de acción, consecuencias esperadas y costos asociados

Estados de la naturaleza en términos de IMM	Acciones alternativas, consecuencias esperadas y costo (C) (1)	
	X1: No reforzar Co = 0	X2: Reforzar Co = 50% R
≤ V	No daños	No daños
VI	No daños	No daños
VII	Daños menores. No hay interrupción de la operación C = 0,01% R	No daños C = 0
VIII	Daños reparables. Pequeña probabilidad de ruina. Corta interrupción de operación: 3 a 7 días C = 5% R	Daños menores. No hay interrupción de la operación C = 0,01% R
IX	Daños importantes. Probabilidad de ruina 0,40. La interrupción de las operaciones puede extenderse entre 7 días y 30 días C = R	Daños reparables. Pequeña probabilidad de ruina. Corta interrupción de operación: 3 a 7 días C = 5% R
≥ X	Ruina total. Interrupción de la operación durante 30 a 50 días (2). C = 10 R	Daños estructurales controlados; baja probabilidad de ruina. Interrupción de la operación de 10 a 20 días C = 50% R

Notas: (1) C referido al costo de reposición R; Co = costo inicial.

(2) Incluye grados en exceso de X y construcción de una chimenea inclinada. La construcción de una nueva chimenea requiere más tiempo.

CAPÍTULO 7

MATRICES DE VULNERABILIDAD

En este capítulo se presentan las matrices asociadas a la amenaza “deslizamientos” aplicadas al estudio de caso. Con las matrices es más fácil priorizar la toma de medidas de mitigación o reforzamiento y determinar otras formas de abastecimiento durante el tiempo de rehabilitación.

Por la ubicación del sistema analizado, la topografía irregular, hoyas de influencia, fallas geológicas que la cruzan y geología predominante del terreno, en la elaboración de las matrices de vulnerabilidad se ha seguido los lineamientos generales establecidos de la OPS/OMS para: (a) sismos; (b) huracanes y (c) inundaciones y crecientes de ríos.

El contenido de las matrices refleja los resultados de una muestra de inspecciones a lo largo de la línea, así como resultados de evaluaciones analíticas de algunos componentes del sistema estudiado.

Al igual que en el cálculo de la probabilidad de falla, los valores de las matrices de vulnerabilidad se han generalizado a lo largo de la línea y se ha asumido un mantenimiento e inspección promedios. Los tiempos de rehabilitación, costos e insumos necesarios sólo constituyen una guía general.

Vulnerabilidad operativa, agua potable

Matriz 1

(Ver notas en página siguiente)

Componente del sistema (1)	Capacidad del componente	Requerimiento actual (2)	Déficit (3)	Continuidad (4)	Calidad del agua (5)
Chimeneas de equilibrio	Ø 3,5 m hasta 100 m altura				
Captación. Represas de tierra	Diseñada para absorber creciente milenaria				
Tuberías (zona plana)	6 a 8 m ³ /seg				
Tuberías (en ladera)	6 a 8 m ³ /seg				
Estación de bombeo					
Tanque de succión					
Subestación de alto voltaje	115 - 6 KV				
Puentes (tuberías)					
Puentes (carreteros)					
Túneles (forzado)					
Planta pretratamiento					
Planta tratamiento	9 m ³ /seg				
Vías de acceso (inspección, mantenimiento o reparación)					

Vulnerabilidad física e impacto en el servicio

Matriz 2a

(Origen natural: deslizamientos por gravedad terrestre; incluye la operación del sistema como agravante de origen antrópico)

(1)	(2)	(3)	(4b)		(4a)	(4c)	(5)
Tipo de amenaza	Características de la amenaza	Prioridad relativa de la amenaza	Sistema de información y alerta		externos	comunicación	Áreas de impacto
			internos				
Deslizamiento progresivo de taludes; fenómenos de repteo. Acelerado por presencia de agua proveniente de fugas o derrames.	La ocurrencia de fugas condiciona esta amenaza. El sistema es objeto de inspecciones permanentes. Los deslizamientos masivos se consideran poco probables en el sistema.	Primera prioridad en áreas cercanas a fundaciones de tanques, chimeneas, estaciones de bombeo.	No	Cuadrillas de inspección y mantenimiento.		Red de radio- teléfonos de la empresa.	Impacto local y de fácil control, salvo el caso de deslizamientos masivos.

Continuación de la matriz 2a

(6a)	(6b)	(7a)	(7b)	(7c)	(8)
Componentes expuestos	Estado del componente	Daños estimados	Tr (días)	Capacidad remanente inmediata	Impacto en el servicio
1) Fundaciones de tanques de succión. 2) Fundaciones de chimeneas verticales. 3) Obras conexas a planta de tratamiento. 4) Tuberías en ladera. 5) Vías de acceso. 6) Embalses.	1) y 2) Algunos casos con reserva marginal. Requieren análisis detallado. 3) Aceptable. 4) Algún caso de tubería desplazada por repteo. 5) Aceptable; deslizamientos incipientes en ciertos tramos. 6) No inspeccionado.	1) y 2) Un deslizamiento masivo podría inhabilitar el sistema. Requiere evaluación. 3) Limitados. 4) Depende de la extensión. Si el tramo es de juntas soldadas, la reserva es mayor que con juntas Dresser. 5) Bloqueo temporal. 6) No evaluado.	1 y 2) Evaluación incierta. La falla de una chimenea vertical puede paliarse con una chimenea inclinada. 50 a 100 3) 5 a 10. 4) 20 a 30. 5) 1 6) --	1) y 2) 0 a 30% 3) 70% 4) 40% 5) No incide 6) --	Aproximadamente 300 a 600 mil personas afectadas; tres hospitales públicos podrían quedar sin agua o con suministro reducido.

Vulnerabilidad física e impacto en el servicio

Matriz 2b

(Origen natural: deslizamientos por lluvias torrenciales, vaguadas con o sin vientos huracanados)

(1)	(2)	(3)	(4a)	(4b)		(4c)	(5)
Tipo de amenaza	Características de la amenaza	Prioridad relativa de la amenaza	Sistema de información y alerta		Medios de comunicación	Áreas de impacto	
			externos	internos			
Deslizamientos causados por lluvias intensas y arrastre de sólidos. Contaminación proveniente de zonas de escombros contaminantes sujetos a deslizamientos, transformándose en contaminantes líquidos.	La pluviosidad media de la zona está caracterizada por precipitaciones anuales del orden de 1.000 mm, siendo los meses de menor precipitación de diciembre hasta abril (véase la figura 2.4).	Constituye la amenaza natural más probable.	Defensa Civil	Red de radio y telefonía de la empresa.	Radio, TV, prensa, oficina de prensa de la Empresa.	Depende de la distribución de intensidades de lluvia; puede ser de decenas de km ² . En general, el impacto siempre alcanza las zonas de captación (cotas más bajas del sistema); las zonas de mayor pendiente serán propensas a deslizamientos, especialmente si la tormenta ocurre al final de la estación de lluvia (véase las figuras 3.11 y 3.12).	

Continuación de la matriz 2b

(6a)	(6b)	(7a)	(7b)	(7c)	(8)
Componentes expuestos	Estado del componente	Daños estimados	Tr (días)	Capacidad remanente inmediata	Impacto en el servicio
1) Contaminación de captaciones y saturación de plantas de tratamiento. Eventual acceso de barro a las bombas. 2) Terrenos inestables que amenazan fundaciones de tanques, chimeneas o pilas de puentes. 3) Desplazamiento de tuberías en ladera. 4) Vías de acceso. 5) Deslizamiento en embalse.	1) Satisfactorio. No se conoce el grado de colmatación de la represa. 2 y 3) En algunos casos la tolerancia a nuevos deslizamientos es marginal. Requiere análisis detallados de ingeniería. 4) Aceptable. 5) No evaluado.	1) No se esperan daños. Sólo acceso de material en suspensión, incremento de turbidez y eventual contaminación. 2 y 3) Pueden llegar a ser muy importantes. 4) Interrupción temporal del tránsito. 5) --	1) 4 a 6 2) 40 a 60 3) 20 a 30. 4) 1 5) --	1) 0 a 30% 2) 30% 3) 40 % 4) No incide 5) --	Aproximadamente 300 a 600 mil personas afectadas. Tres hospitales podrían quedar con suministro reducido.

NOTA: Esta matriz está en revisión a la luz de las lluvias excepcionales del 10-11 de Julio de 1997.

Vulnerabilidad física e impacto en el servicio

Matriz 2c

(Origen natural: deslizamientos por sismo)

(1) Tipo de amenaza	(2) Características de la amenaza	(3) Prioridad relativa de la amenaza	(4a) Sistema de información y alerta		(4c) Medios de comunicación	(5) Áreas de impacto
			Externos	internos		
Inestabilidad de taludes concomitante con la acción sísmica o bien horas, hasta días, después. Puede ser acelerado por lluvias anteriores o posteriores al sismo.	Esencialmente debido a movimiento vibratorio. Su extensión e importancia se da en la sección 2.1	Amenaza natural con periodos de retorno de varias decenas de años.	Véase la Matriz 2b.	Véase la matriz 2b.	Véase la Matriz 2b.	Véase la sección 2.1. Impacto máximo representado por eventual bloqueo de afluente principal.

(6a) Componentes expuestos	(6b) Estado del componente	(7a) Daños estimados	(7b) Tr (días)	(7c) Capacidad remanente inmediata	(8) Impacto en el servicio
1) Interrupción del afluente a las zonas de captación. 2) Fundaciones de instalaciones críticas: tanques de succión, chimeneas de equilibrio, estación de bombeo. 3) Tubería en ladera. 4) Vías de acceso.	Véase la matriz 2a	1) Deslizamiento masivo que bloquea el afluente principal. 2) Requiere evaluación. 3) Depende de la extensión (véase la matriz 1a) 4) Bloqueo temporal.	1) Liberación de agua almacenada por bombardeo aéreo; turbidez: 20 - 40 2) 50 a 100 3) 20 a 30 4) 1 a 2	1) 0 a 20 2) 0 a 30 3) 40 4) No incide	Aproximadamente 300 a 600 mil personas afectadas. Tres hospitales podrían quedar con suministro reducido.

Vulnerabilidad operativa (1)

Matriz 4

Componente	Mitigación	Costo S X 10 ⁵	Emergencia	Costo US\$ X 10 ⁵
Incremento de turbiedad en el agua cruda			Reducir el tiempo para alcanzar turbiedad aceptable. Elevación de la alcalinidad para lograr floculación.	0,3
Caída de torres de alta tensión por deslizamiento			Disposición de líneas temporales mientras dura la emergencia.	0,3
Riesgo de contaminación por deslizamiento y arrastres en zonas industriales			Cloración y tratamiento de efluentes.	0,2
Deslizamiento masivo en embalse que afecta fuente de captación	No analizado			

Vulnerabilidad física (2)

Matriz 4

Componente	Mitigación	Costo US\$ X 10 ⁵	Emergencia	Costo US\$ X 10 ⁵
Fundaciones de chimeneas de equilibrio, tanques de succión y de puentes	Requieren evaluación detallada y obtención de muestras.	0,5	Obras de protección de fundaciones en instalaciones afectadas, no mitigadas.	15
	Muros-pantalla	25 (1)		
Tuberías en ladera	Obras de drenaje y eventual estabilización con apoyo de concreto (sección 3.6).	10	Reparación de tuberías desplazadas (no mitigado)	20
Obras conexas a planta de tratamiento	Disposición de muros o gaviones (sección 3.6.3).	0,5	Reparaciones menores	0,3
Vías de acceso	Ninguna		Contratación para la limpieza de vías de acceso.	0,5
Riesgo de deslizamiento masivo	Requiere evaluación.	0,5	Desbloqueo del río (no mitigado)	3
	Cambio de la geometría de los taludes.	15		

(1) Supone construcción de algunos muros-pantalla

Vulnerabilidad administrativa (3)

Matriz 4
Medidas de mitigación y emergencia

Área	Mitigación (3A)		Emergencia (3B)	
		Costo US\$		Costo US\$
Operación y mantenimiento	<ol style="list-style-type: none"> 1. Sí existe un plan de mantenimiento preventivo. La empresa planifica los trabajos de mantenimiento durante los fines de semana y los días de asueto. 2. Mantiene un plan aceptable de operación y de interconexión de los sistemas para surtir agua a la población. 3. La empresa cuenta con personal capacitado y conocedor de los sistemas, pero debiera incrementarse. 4. No hay un almacén de repuestos para enfrentar los desastres (transformadores, tubos, válvulas, aisladores, etc.). 5. Se requiere un inventario de materiales y equipos, de Hidrocapital y demás empresas filiales. 6. Existen diferencias en la inspección del sistema de producción. 7. Conviene incrementar las medidas de mitigación en las operaciones cotidianas de la empresa. 8. Es necesario adquirir tanques portátiles. 		<ol style="list-style-type: none"> 1. Realizar el diagnóstico de daños. 2. Movilizar el personal de operación y mantenimiento con experiencia en el manejo de emergencias. 3. Priorizar la reparación de daños. 4. Programar, dirigir y controlar las labores de rehabilitación. 5. Solicitar apoyo de equipo y materiales necesarios a otras filiales. 6. Establecer horarios para el racionamiento de agua. 7. Solicitar apoyo con camiones cisterna. 8. Clorar efluentes. 9. Mantener un registro de las acciones efectuadas (bitácora). 	
Apoyo administrativo	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se requiere un fondo de emergencia, apartado del presupuesto. 2. Se debe garantizar la asignación de los recursos financieros y la aplicación de medidas de mitigación como parte de los proyectos de desarrollo en ejecución o a ejecutar. 		<ol style="list-style-type: none"> 1. Disponer de recursos financieros y trasladarlos a las zonas afectadas. 2. Dar instrucciones para atender de inmediato los requerimientos del área afectada (dinero, personal, materiales y equipos) durante las 24 horas del día, inclusive los fines de semana. 	
Subtotal (3)				
Total				

Vulnerabilidad administrativa (continuación)

Matriz 4

Medidas de mitigación y emergencia

Área	Mitigación (3A)		Emergencia (3B)	
		Costo US\$		Costo US\$
Organización institucional	<p>1. No existe un plan de medidas de mitigación para reducir la vulnerabilidad operativa, física ni organizativa. Ello se debe a que no se ha realizado a cabalidad un análisis de vulnerabilidad que determine cuáles son los elementos más débiles; el análisis de vulnerabilidad permitirá reforzar racional y económicamente los componentes, instalaciones y el funcionamiento de los sistemas de agua potable.</p> <p>2. No existen normas que incorporen los planes de mitigación dentro de la programación y desarrollo de las actividades normales de la empresa.</p> <p>3. El personal profesional técnico y administrativo de la empresa debería recibir capacitación permanente sobre cómo afrontar situaciones de emergencia.</p> <p>4. No se realizan pruebas de eficiencia (simulacros) para medir la capacidad de respuesta ante situaciones de emergencia.</p> <p>5. Existen deficiencias de comunicación con los usuarios.</p> <p>6. Faltan procedimientos, instructivos e información para movilizar y usar los recursos empresariales disponibles en el caso de un desastre.</p> <p>7. Los convenios y apoyo de otras entidades (Defensa Civil, MARNR, Funvisis, Ministerio de Desarrollo, etc.) son limitados.</p> <p>8. Se requiere una política institucional para atender situaciones de desastre.</p>		<p>1. Instalar los centros de emergencia y operaciones.</p> <p>2. Lograr coordinaciones con otras instituciones, técnicos y entidades de socorro.</p> <p>3. Mantener a la comunidad informada de lo ocurrido y de las operaciones que se lleven a cabo para resistir el servicio.</p>	

ANEXOS

ANEXO A

PROCEDIMIENTO PARA EVALUAR EL POTENCIAL A LA LICUEFACCIÓN EN DEPÓSITOS GRANULARES

El procedimiento consiste en comparar la resistencia cíclica promedio a la licuefacción del depósito con la carga cíclica promedio impuesta por el sismo. La metodología utiliza los resultados de la prueba de penetración estándar SPT para evaluar la resistencia cíclica promedio del depósito a la licuefacción. Sin embargo, existe una metodología más reciente que utiliza los resultados de la prueba de penetración de cono CPT (Stark and Olson, 1995).

ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA CÍCLICA PROMEDIO DEL DEPÓSITO A LA LICUEFACCIÓN

Metodología con la prueba de penetración estándar (SPT)

Para determinar la resistencia cíclica promedio del depósito con los resultados de la prueba de penetración estándar SPT, el número de golpes N obtenido en esa prueba debe ser corregido por esfuerzo efectivo de sobrecarga, contenido de finos y eficiencia en la ejecución del ensayo. Debido a que el valor de N para un determinado depósito está en función del esfuerzo efectivo de sobrecarga, el valor medido de N se convierte a un valor de presión de sobrecarga estándar N_1 mediante la siguiente expresión propuesta por Liao y Whitman (1985):

$$N_1 = N \cdot \left(\frac{100}{\sigma_{v0}} \right)^{1/2}$$

En la ecuación, N representa el número de golpes medidos en la prueba de penetración estándar, σ_{v0} es el esfuerzo efectivo en Pa a la profundidad donde se midió N y N_1 es el número de golpes a una presión de sobrecarga estándar.

Adicionalmente, los valores de N medidos en la prueba de penetración estándar SPT necesitan ser corregidos por eficiencia. La energía que efectivamente imparte el martillo durante la ejecución de la prueba de penetración estándar usualmente difiere en diferentes partes del mundo y la misma varía entre 40% y 90% de la energía teórica (Schmertmann, 1976). Para evaluar el potencial de licuefacción se seleccionó el 60% como el valor estándar y el mismo se designa como N_{60} . Por lo tanto, cuando el valor de N se determina impartiendo una energía diferente de 60%, la misma debe ser convertida al valor estándar mediante la expresión:

$$N_{60} = N \cdot \left(\frac{E}{60} \right)$$

Donde E representa la eficiencia usada en la determinación de N. El cuadro A.1 presenta valores de eficiencia en la prueba de penetración estándar de varios países.

Cuadro A.1

País	Eficiencia E
Argentina	0,45
China	0,50
Colombia	0,50
Japón	0,66
USA	0,60
Venezuela	0,43

Fuente: De Coduto, 1994

El valor del número de golpes corregido por eficiencia y esfuerzo efectivo de sobrecarga se denota como $(N_1)_{60}$. Este valor representa una medida de la densidad relativa del depósito o resistencia promedio a la licuefacción de arenas limpias con contenido de finos pasante del tamiz No. 200, menor de 5%.

Cuando el contenido de finos es mayor de 5%, el valor de $(N_1)_{60}$ debe ser corregido. Esto se debe a que el grado de drenaje durante la SPT disminuye con el incremento del contenido de finos, por lo tanto, el número de golpes medido durante el ensayo subestima la resistencia a la licuefacción en las arenas limosas. Por ello, el valor de $(N_1)_{60}$ debe ser incrementado en la cantidad $\Delta(N_1)_{60}$ dada en la figura A.1.

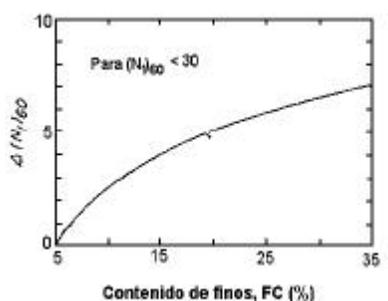


Figura A.1
Corrección por finos para la prueba de penetración estándar

ESTIMACIÓN DEL ESFUERZO SÍSMICO IMPUESTO POR EL SISMO

La magnitud del esfuerzo cíclico promedio impuesto por el sismo se puede estimar con el procedimiento simplificado propuesto por Seed e Idriss (1982), según la siguiente expresión:

$$\frac{\tau_{(sismo)}}{\sigma'_{vo}} = 0,65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \cdot r_d$$

donde:

- $\tau_{(sismo)}$ = Esfuerzo de corte cíclico promedio impuesto por el sismo.
- a_{max} = Máxima aceleración del sismo impuesta en la superficie del terreno.
- g = Aceleración de la gravedad.
- r_d = Coeficiente de reducción de esfuerzos, el cual puede ser evaluado como:
 $r_d = 1 - 0.01 z$ (z es la profundidad en metros).
- σ_{vo} = Esfuerzo total a la profundidad donde se evalúa el potencial.
- σ'_{vo} = Esfuerzo efectivo a la profundidad donde se evalúa el potencial.

EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN

Metodología con la prueba de penetración estándar SPT

Una vez calculados los valores de $(N_1)_{60}$ (incluida la corrección por finos) y el esfuerzo cíclico promedio impuesto por el sismo, estos valores son ploteados como abcisas y ordenadas, respectivamente. Los puntos cuyas coordenadas estén en la parte superior de la línea divisoria representarán depósitos susceptibles de sufrir licuefacción, mientras que los puntos cuyas coordenadas estén en la parte inferior de la línea divisoria representarán depósitos donde se espera que no se produzca licuefacción.

La línea sólida en la figura A.2 representa la línea divisoria entre los casos donde se observó licuefacción y los casos donde no se observó licuefacción en sismos de magnitud 7.5, cuya energía genera usualmente unos 15 ciclos representativos de carga. La ecuación de la línea sólida en la figura A.2 viene dada por la siguiente expresión:

$$\frac{\tau}{\sigma'_{vo}} = 0,011 \cdot [(N_1)_{60}]$$

donde:

- τ = Esfuerzo de corte cíclico promedio requerido para causar licuefacción.
- $(N_1)_{60}$ = Valor del número de golpes de la prueba de penetración estándar debidamente corregido por esfuerzo de sobrecarga, eficiencia y finos.

Como puede apreciarse en la figura A.2 y su respectiva ecuación, es sólo válida para valores de $(N_1)_{60}$ menores de 20 golpes.

Para sismos de diferente magnitud, el número de ciclos representativos de carga varía y por consiguiente el esfuerzo de corte cíclico promedio también varía. Por lo tanto, la línea sólida en la figura A.2 debe ser modificada para sismos de diferentes magnitudes. Seed e Idriss (1982)

desarrollaron un factor de corrección C_n para ajustar la línea sólida de la figura A.2 o la ecuación . Este factor de corrección aparece en el cuadro A.2.

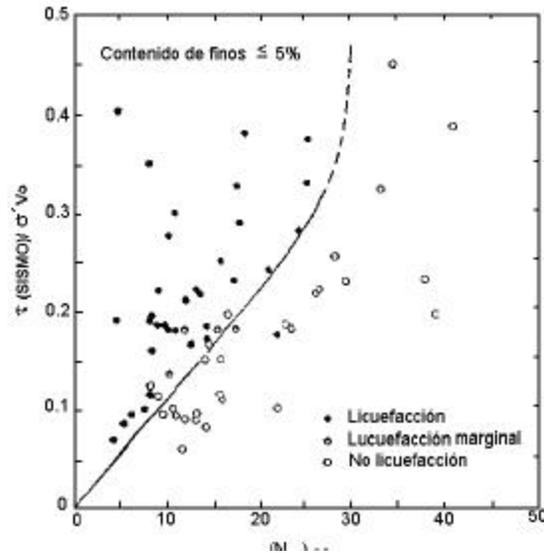


Figura A.2
Criterio de licuefacción

Cuadro A.2
Factor de corrección según la magnitud del sismo

Magnitud del sismo	C_n
8,5	0,89
7,5	1,0
6,75	1,13
6	1,32
5,25	1,5

Las ordenadas de línea sólida de la figura A.2. deben multiplicarse por el factor de corrección C_n correspondiente a la magnitud del sismo considerado para generar una nueva línea divisoria que servirá como limite entre licuefacción y no-licuefacción para un sismo de esa magnitud.

Ejemplo de evaluación del potencial de licuefacción

Se estima que un sismo de magnitud 7,5 generará una aceleración de 0,15 g en un depósito de arena uniforme ($C_u = 3$) fina y relativamente limpia (contenido de finos menor de 5 %) ubicado a cierta distancia del epicentro. Se determinó que el nivel freático se encuentra a un metro de profundidad. Se realizó una prueba de penetración estándar (SPT) con 60% de eficiencia y se determinó que el número de golpes N a 7 m de profundidad es de 12 golpes. Se desea evaluar la susceptibilidad a la licuefacción del deposito a dicha profundidad.

Solución

- a) Se calcula el esfuerzo total y el esfuerzo efectivo a 7 m de profundidad

$$\sigma_{vo} = 19 \text{ KN/m}^3 \cdot 7 \text{ m} = 133 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - U = 133 \text{ kPa} - 6 \text{ m} \cdot 9.81 \text{ KN/m}^3 = 74.14 \text{ kPa}$$

- b) El valor medido de N se convierte a un valor de presión de sobrecarga estándar $(N_1)_{60}$. Debido a que se usó una eficiencia de 60 % en la prueba de penetración estándar (SPT), el factor de corrección por eficiencia es la unidad, mientras que la corrección por presión de sobrecarga se determina según la ecuación.

Este valor de $N = (N_1)_{60} = 12$ será usado como abcisa en la figura A.2. No es necesario hacer la corrección por finos ya que el mismo es menor de 5%.

- c) La carga cíclica promedio inducida por el sismo se estima según la ecuación.

$$\frac{\tau_{(sismo)}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \cdot r_d$$

la cual resulta en 0,16

Este valor será usado como ordenada en la figura A.2

- d) Se plotan los valores de $(N_1)_{60}$; en la figura A.2 este punto se ubica en la parte superior de la línea divisoria y, por lo tanto, habrá licuefacción en caso de un evento sísmico como el descrito.

ANEXO B

GLOSARIO

Aluvión: Depósito de suelo que generalmente está compuesto por grava, arena y algunos limos. Los aluviones son el resultado del arrastre de sedimentos de ríos o corrientes de agua.

Amenaza: Fenómeno natural o provocado por la actividad humana (antrópico) que se torna peligroso para las personas, propiedades, instalaciones y para el medio ambiente.

Análisis de vulnerabilidad: Proceso para determinar los componentes críticos de los sistemas a fin de establecer las medidas de mitigación ante amenazas.

Arcilla preconsolidada: Arcilla que en el pasado geológico fue sometida a una carga mayor que la que soporta en la actualidad.

Buzamiento: Inclinación de la recta de máxima pendiente de un estrato con respecto a un plano horizontal.

Capacidad operativa: Capacidad para la cual fue diseñado el componente o sistema.

Caño: Canal angosto por donde circula una corriente de agua en forma intermitente.

Carga: Máxima altura de bombeo de una estación de bombeo.

Componente: Parte discreta de un sistema capaz de operar independientemente, pero diseñado, construido y operado como parte integral del sistema.

Confiabilidad: Probabilidad de falla de un componente o sistema.

Depósito coluvial: Suelo formado al pie de una montaña o ladera producto del desprendimiento o arrastre de material de la montaña o ladera.

Desastre: Manifestación de un fenómeno natural o antrópico que se presenta en un espacio y tiempo limitado, y que causa situaciones de emergencia que exceden la capacidad de respuesta.

Diaclasa: Fractura sin desplazamiento presente en macizos rocosos.

Emergencia: Situación inesperada que se presenta por el efecto de una amenaza.

Estado de emergencia: Situación declarada ante la inminencia del efecto de una amenaza o después que ésta ha ocurrido.

Falla: Fractura con desplazamiento en macizo rocoso provocada por movimientos geológicos.

Fenómeno natural: Manifestación de las acciones de la naturaleza, tales como terremotos, huracanes, erupciones volcánicas y otros.

Flexibilidad: Se refiere a la capacidad de operación alternativa de los componentes.

Flujo de viento en la altura: Flujo de vientos fuertes que se producen dentro de la banda de nubes del tipo cirros.

Masa de aire: Porción de aire extensa con una aproximada homogeneidad horizontal (uniformidad) en sus propiedades físicas. La temperatura y la humedad de la porción del aire pueden variar de un nivel a otro. Debe cubrir una vasta área.

Meteorización: Conjunto de modificaciones de la roca causadas por agentes atmosféricos, tales como lluvia, vientos y cambios de temperatura.

Onda tropical: Masas de nubes embebidas en el cinturón de los vientos alisios que desde las bajas presiones ecuatoriales se desplazan hacia el oeste y se extienden hacia el polo. Aparecen en el mes de junio en el Atlántico tropical cuando la temperatura del agua de mar empieza a aumentar sobre los 28 °C.

Plan de emergencia: Conjunto de medidas que se aplican antes, durante y después de una amenaza como respuesta al efecto de la misma.

Plan de mitigación: Conjunto de medidas y obras para minimizar los efectos de las amenazas y reducir la vulnerabilidad de los componentes de los sistemas.

Preparación: Conjunto de medidas definidas que deben implantarse antes de que se presenten los impactos de las amenazas.

Prevención: Acciones de preparación para disminuir los efectos de las amenazas.

Programa para la atención de emergencias y desastres: Comprende el plan de emergencia y el plan de mitigación.

Quebrada: Corriente de agua de régimen permanente o intermitente de poco caudal.

Redundancia: Componentes o subcomponentes adicionales de operación en paralelo, por ejemplo, los grupos de bombas en una estación de bombeo.

Riesgo: Medida del impacto de una amenaza, expresada en términos probabilísticos.

Río: Corriente de agua de régimen permanente o intermitente que se desplaza por un cauce, tiene una fuente o cabecera y desembocadura a una gran cuenca.

Sistema de agua potable: Conjunto de componentes construidos e instalados para captar, transmitir, tratar, almacenar y distribuir agua a los usuarios. En su más amplia acepción comprende también las cuencas y acuíferos.

Suelo residual: Suelos formados por efecto de la meteorización de la roca madre. Estos suelos no han sido transportados y presentan vestigios de la roca original.

Vaguada: Resultado de la penetración de aire frío desde niveles altos hacia la superficie. Generalmente la circulación de esta masa de aire frío tiene forma de V. La nubosidad típica de esta formación son nubes del tipo estratiforme que produce llovizna y escasa visibilidad.

Vulnerabilidad: Medida de la debilidad de un componente para resistir los efectos de las amenazas naturales o antrópicas.

Zona de convergencia intertropical (ZCIT): Zona de baja latitud, relativamente estrecha, en la cual las masas de aire que provienen de los dos hemisferios convergen en niveles bajos sobre los océanos, ligadas estrechamente a un régimen de vientos débiles y variables. La ZCIT es el límite entre los vientos alisios del noreste y sureste del hemisferio norte y sur, respectivamente. Es la zona de nacimiento de los ciclones tropicales que ocasionalmente devastan áreas de los trópicos y, en algunos casos, son los responsables de pérdidas de vidas humanas.