

Influencia de la información geotécnica en los movimientos de tierra. Caso de análisis: Embalse de un Proyecto Hidroeléctrico



Abstract

This work analyzes the effect of different geotechnical characteristics of the material in the construction of earth movement projects.

Also describes the design statements to be considered in the construction of earth dams.

This pretends to study particularly, the influence of the of halloysite soils in the place where the Regulation Reservoir of the General Hydroelectric Project will be situated, making emphasis on it's properties like the influence of high moisture count in field; the conclusions states that the original specifications can't be accomplish. With the aid of the PCSTABLE6 program, the field soil studies and the original design, there were made a study that analysis the stability of the slabs and the possibility of use this material for the construction of the dikes.

Finally, this document describes a procedure for the construction of this kind of structures and recommended the machinery to be use; It also include some important aspects about security matters of care for the reservoir and it's impact on the environment.

Keywords: **soft foundations, halloysite, earth dams, slope.**

Resumen

En este informe se analiza el efecto que tienen las características geotécnicas de los materiales en la construcción de proyectos que involucren movimientos de tierra.

También se describen los principales criterios de diseño que deben considerarse en la construcción de presas de tierra.

Como un caso particular, se estudia la influencia que tiene la presencia de arcillas haloisíticas en el sitio donde se va a ubicar el Embalse de Regulación del Proyecto Hidroeléctrico General, ya que las propiedades de éstas se ven afectadas por el alto contenido de humedad en el campo, lo cual implica que las especificaciones vigentes (iniciales) no puedan cumplirse. Con la ayuda del programa PCSTABLE6, de los estudios de suelos realizados en el sitio y partiendo del diseño original, se hizo un estudio en el que se analiza la estabilidad en los taludes de corte y la posibilidad de utilizar este suelo como material de relleno en los diques de cierre.

Además de proponer soluciones satisfactorias, se describe la manera en que deben ser construidas las estructuras y se recomienda el tipo de maquinaria que se debe emplear. Finalmente, se hace mención en cuanto a la seguridad en el embalse y su impacto en el ambiente.

Palabras clave: **haloisita, presas de tierra, suelos blandos, taludes de corte.**

Influencia de la información geotécnica en los movimientos de tierra. Caso de análisis: Embalse de un Proyecto Hidroeléctrico

Ricardo Rojas Garro

Junio del 2004

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

PREFACIO	1
RESUMEN EJECUTIVO	2
INTRODUCCIÓN	6
METODOLOGÍA	8
RESULTADOS	39
ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	49
CONCLUSIONES	55
APÉNDICES	57
ANEXOS	78
REFERENCIAS.....	87

Prefacio

El Proyecto de Graduación **Influencia de la información geotécnica en los movimientos de tierra. Caso de análisis: Embalse de un proyecto hidroeléctrico**, tiene como objetivo mostrar la importancia de considerar las características geotécnicas de los materiales presentes en el desarrollo de proyectos de este tipo. Además, se establecen los principales criterios de diseño y de construcción que deben ser contemplados en el proceso constructivo de un embalse de regulación; enfocados a sus estructuras de cierre, es decir, taludes de corte y diques (terraplenes).

Un análisis de este tipo de obras es de suma importancia para cualquier ingeniero, ya que pone a prueba todos los conocimientos acumulados de estudios universitarios y, más aún, obliga a una investigación más profunda de estos temas, los cuales ya de por sí, son extensos y complejos.

Precisamente esto es Ingeniería, aplicar esta *ciencia* y *arte* que se ha aprendido, para solucionar los problemas que se nos presentan.

Como se mencionó anteriormente, el enfoque de este proyecto va dirigido al diseño, revisión y construcción de obras térreas, las cuales se fundamentan en aspectos geológicos y geotécnicos; apasionantes temas cuyas bases han sido bien cimentadas en estos años de preparación académica. De ahí la importancia y la virtud, de que el Ingeniero en Construcción esté familiarizado con este tipo de temas y que pueda hacerles frente de manera satisfactoria.

Es fundamental para la Escuela de Ingeniería en Construcción saber que sus profesionales pueden incursionar en un rango muy amplio dentro del campo de la ingeniería.

Finalmente, tengo que decir que para el desarrollo de este proyecto, fueron muy importantes las facilidades dadas por el Centro de Investigaciones para Vivienda y Construcción (CIVCO), para la realización de los estudios de suelos, y por el Ing. Eddy Ramírez al darme la oportunidad de realizar este trabajo en el Proyecto Hidroeléctrico General (P. H. General).

Mi agradecimiento también a todas aquellas personas que de una u otra manera me ayudaron en estos meses, en especial al Ing. Gastón Laporte, por su paciencia, guía y asesoramiento.

Resumen ejecutivo

El proyecto de graduación que se plasma en este informe trata de solucionar o, al menos, servir de guía acerca de los problemas que pueden presentarse en la construcción de proyectos relacionados con movimientos de tierra, enfatizando en la importancia de considerar las características geotécnicas de los materiales debido a que éstas delimitan el plan de acción en las operaciones que se deben realizar.

Además, se exponen los principales criterios de diseño que deben considerarse en la construcción de presas de materiales sueltos, debido a que se estudia el caso particular de la construcción del Embalse de Regulación del P. H. General.

Este proyecto, que se pretende construir bajo la modalidad *BOT*, que en español significa Construir, Operar y Transferir, viene a ser una forma de concesión en la cual la empresa privada se encarga de la inversión y construcción total del P. H. (siguiendo ciertas especificaciones generales), y tiene derecho a su explotación durante un periodo de 17 años, tiempo después del cual pasa a manos del Estado. Por su parte, el Instituto Costarricense de Electricidad, ICE, es el ente regulador que se encarga de inspeccionar que las obras cumplan con dichas especificaciones.

El sitio donde se va a construir el embalse de regulación es en una meseta constituida por una capa limo arcillosa, además de materiales laháricos y rocas muy meteorizadas en sus capas subsecuentes. Se deberán construir estructuras de cierre, las cuales van a estar compuestas por taludes de corte y diques formados a partir de materiales sueltos.

En este lugar, se realizaron una serie de estudios de suelos; de cuyos resultados se procedió a realizar el diseño correspondiente, es decir, las especificaciones técnicas necesarias para edificar las zonas de corte y los diques (están son las estructuras de cierre del embalse que se pretenden analizar en este informe).

Los resultados de estos estudios mostraron un comportamiento característico de suelos haloisíticos, de los cuales se sabe que son altamente sensitivos al remoldeado y al secado de sus partículas.

Estos materiales se hallan frecuentemente en depósitos hidrotermales y en suelos derivados de cenizas volcánicas. Principalmente, este material presenta reacciones al secado; se puede deshidratar por éste, y entonces se reduce su espesor, pero no puede volver a la condición hidratada por rehumedecimiento.

Este tipo de limo se origina a partir de la alteración de cenizas volcánicas y materiales piroclásticos, los cuales presentan características y comportamientos particulares.

Según estudios anteriores de caracterización de suelos en Costa Rica, este tipo de materiales se encuentran en sitios cercanos a la Cordillera Volcánica Central, y se han detectado principalmente en Guanacaste, Valle Central y Zona Atlántica, lo cual coincide con la ubicación del P. H. General.

Debido a la complejidad del proyecto y a su gran inversión, surgió la necesidad de realizar una revisión de los diseños iniciales para garantizar la viabilidad de construir los diques y los taludes de corte, su seguridad y su correcta operación.

Por esto, se pretende analizar la influencia de las características de los materiales presentes en el sitio del embalse, para verificar la factibilidad de construir las estructuras de cierre antes mencionadas. Para lograrlo, se va a realizar una revisión de los diseños originales considerando las características reales de los materiales, de manera que se propondrán las soluciones que garanticen una adecuada construcción, según corresponda. Así mismo, se plantea el tipo de maquinaria que se debe utilizar y se describe el procedimiento que debe llevarse a cabo en la etapa de ejecución.

Adicionalmente, se describirán algunos aspectos relevantes respecto a la seguridad del embalse y su impacto sobre el medio ambiente.

Para el desarrollo de este proyecto se tomaron como base los diseños originales, pero se planteó la metodología necesaria para su construcción desde las etapas mismas de la investigación del sitio, ya que no solo se quiere dar una solución al problema, sino profundizar un poco en la construcción de presas pequeñas de materiales sueltos.

Para tener un criterio más acertado acerca de las características de los materiales del sitio del embalse, se realizó un nuevo estudio de suelos en este lugar. Estos resultados sirvieron para confirmar ciertas de sus características, como lo es la presencia de limos muy susceptibles al agua.

Con el objetivo de poder analizar los aspectos más relevantes en el proceso de construcción de estructuras térreas, fue necesario adentrarse en los criterios de diseño que se aplican a este tipo de obras.

Aunque es muy difícil controlar todas las variables que afectan el diseño final, en general los factores que más afectan el diseño de una presa de tierra son: la función de la obra, los materiales que se pretenden manejar para construir las estructuras y las características de la cimentación las cuales en cierta medida restringen o limitan las condiciones en que puede ser desarrollado el proyecto, así como los materiales que pueden utilizarse en su construcción. Además, existen otros criterios más, tales como el clima y tiempo disponible para la ejecución, las características geológicas y sismológicas regionales y la importancia de la obra.

Como ya se mencionó, uno de los aspectos indispensables en el desarrollo de proyectos de este tipo es el estudio de los suelos y estructuras geológicas de la zona, los cuales no deben realizarse solo al principio, sino conforme al avance la obra. Es por esto que se definieron los estudios más importantes en cada etapa, o sea, en la etapa de factibilidad, en el anteproyecto, durante la construcción y durante su fase operativa.

En primera instancia se analiza la factibilidad en la construcción de los diques de cierre (se tratarán como presas de tierra o de materiales sueltos, indistintamente) utilizando los materiales presentes en el sitio del embalse. Se

describieron los principales tipos de presa de tierras como lo son las presas de sección homogénea, las presas con núcleo impermeable y las presas con pantallas impermeabilizantes. Precisamente este último es el tipo de presa que se pretende construir, ya que se colocará una geomembrana en las paredes de los taludes "mojados", así como en el fondo del embalse. Esta geomembrana impermeabilizará toda la zona del embalse, evitando problemas asociados con el flujo de agua tales como la tubificación y los deslizamientos.

Se estudiaron las principales características de la cimentación, la cual está compuesta por capas blandas, que en algunos casos habrá que eliminarlas por completo. Los problemas asociados con estas cimentaciones son la estabilidad, la falla por capacidad de carga y los asentamientos. Cada uno de estos inconvenientes surge dependiendo de las características de los materiales, y de su humedad en campo, ya que el agua afecta considerablemente las propiedades de los granos finos (limos y arcillas).

Se enfatizó en el problema que presentan los suelos ante la saturación, reflejándose en la pérdida en su capacidad de carga. Se describieron los principales mecanismos de falla en cimentaciones, tanto para suelos finos preconsolidados como normalmente consolidados, con el objetivo de poder asegurarse de tomar las medidas necesarias para evitar este tipo de problemas.

Así como se estudió la cimentación, también se hizo referencia a los tipos de estructuras de tierra que pueden seleccionarse en estos casos. Estos son, los terraplenes y los pedraplenes. La diferencia radica principalmente el tamaño máximo de los materiales que los componen.

La estabilidad de un terraplén se determina por su capacidad para resistir esfuerzos cortantes en superficies potenciales de falla en su interior. Estos esfuerzos cortantes provienen de las cargas externas aplicadas, tanto estáticas como dinámicas, y de las fuerzas internas producidas por su peso propio.

Las causas de los deslizamientos en el terraplén se deben en muchos de los casos a las presiones de poro excesivas durante la construcción, la disminución de la resistencia del suelo con el tiempo, a las fuerzas de filtración, por sismo o por errores constructivos.

Una vez que se describieron los principales factores que intervienen en la construcción de presas de tierra, se procedió a la revisión de los diseños originales, de acuerdo con ciertos aspectos que no fueron tomados en cuenta inicialmente, principalmente, la consideración del alto contenido de humedad en la zona, el cual imposibilita las labores de compactación adecuadas que garanticen la estabilidad de la presa durante y después de su construcción. Para esto se utilizó el programa de análisis de estabilidad de taludes PCSTABLE6.

El análisis de las características de los materiales obtuvo como resultado el hecho de que el uso de los limos haloisíticos va a estar sujeto a condiciones climáticas favorables y podría ser utilizado bajo el Método del Índice de humedad siempre y cuando este índice esté por debajo de 1.2. Adicionalmente, si se quisiera utilizar el material con las condiciones de humedad reinantes en el sitio, se debe cambiar la geometría de los diques, tendiendo los taludes, con el fin de garantizar la estabilidad de la estructura.

La opción más favorable que se propone es la sustitución del material del sitio por un material grueso bien graduado para construir el dique.

Mediante esta alternativa se pueden colocar los materiales en condiciones de mayor humedad respecto a los terraplenes, debido a que la gran permeabilidad va a ayudar a abatir las presiones intersticiales que se puedan provocar en el interior del pedraplén. Además, esto hace la construcción pueda realizarse más rápidamente, debido a que la estructura no va a estar sometida a altas presiones de poro. En resumen, adoptar esta alternativa genera en el proyecto mayor seguridad, agilidad; pero también se va a dar un incremento en costo inicial.

Luego de haber obtenido resultados satisfactorios acerca de los diseños de la presa, se estableció el procedimiento a seguir para la construcción de estas obras, así como la maquinaria necesaria para lograrlo.

En la construcción de los diques, se debe procurar al máximo mantener una homogeneidad en las operaciones realizadas (ver la sección *Construcción de presas de tierra*).

Se debe construir un tramo de prueba para ajustar el procedimiento de compactación de los materiales, esto es, el espesor de capa y el

número de pasadas necesarias para lograr la densidad requerida.

Independientemente del material que se utilice en la construcción de los diques, las primeras actividades que se deben realizar van a ir enfocadas a preparar la cimentación. Se debe realizar el desmonte de la capa superficial (1.6 m aproximadamente) y además, limpiar y compactar la superficie.

Si se va a utilizar el material del sitio del embalse, hay que esparcir el material (con tractores o niveladoras) en capas no mayores a 0.2 m en caso de utilizar el material haloisítico. En este caso las operaciones de compactación deben realizarse con rodillo pata de cabra o con un tractor de oruga.

Si se va a construir el pedraplén, se deberá utilizar un rodillo vibratorio liso, el cual cumple la función de reacomodar las partículas gruesas. La capas del material no deben ser mayores a 0.45 m. Preferiblemente su peso no debe exceder las 103 KN (10.5 ton), ya que con un peso mayor a este, el material en vez de compactarse, se va a triturar por las altas presiones de contacto con el rodillo.

Se deberán tomar en cuenta los aspectos mencionados en este informe, acerca del efecto que se produce en el suelo debido al contenido de agua y a la energía suministrada en la compactación, además de los controles que deben darse para garantizar una estructura estable.

Finalmente, se debe colocar la geomembrana en las paredes del dique y en el fondo del embalse con mucho cuidado, procurando no dañarla. Se deberán seguir las especificaciones mostradas en el *Anexo III*.

En segunda instancia, se analizaron los taludes de corte que deben de realizarse en un sector del embalse.

Se describió la importancia de realizar las investigaciones *in situ* pertinentes –al igual que en las presas de tierra- las cuales tienen como objetivo reconocer las características geológicas y geotécnicas para obtener los parámetros necesarios que permitan analizar las condiciones de estabilidad del talud y predecir el comportamiento del terreno durante la excavación.

Debido a la presencia de diferentes tipos de suelo, como limos, rocas fracturadas y aglomerados en la zona de corte, se describieron los principales tipos de fallas que pueden darse

en taludes. En general, se puede decir que cuando un talud hecho en suelo falla, lo hace por una superficie curva, la cual va a variar de acuerdo con la estratigrafía del talud. Puede ser una superficie plana, si el talud está formado por varios estratos bien diferenciados. La superficie de falla puede ser circular, con inicio en el pie del talud o separado de éste, cuando el terreno es homogéneo.

Al igual que en los diques, se procedió a revisar los diseños originales, con el uso del programa PCSTABLE6, con lo cual se corroboró la estabilidad de la geometría inicial.

Para construir los taludes de corte, se requiere de un gran trabajo de excavación en la ladera establecida para este fin. En primera instancia se deben marcar los puntos en el terreno que delimitan las obras para tener una guía acerca de los sectores que se deben cortar. Hay utilizar un excavadora de magnitud considerable (ver *Apéndice VIII*), para que el tiempo de ejecución se productivo. Además, es importante coordinar con las vagonetas suficientes, de modo que se garantice un ciclo fluido de excavación y extracción de materiales. Por esta razón, se debe contar con caminos de acceso apropiados para las maniobras de extracción.

Se espera que no haya problemas de excavación, ya que en el sitio está compuesto de materiales finos y rocas muy fracturadas y meteorizadas.

El sentido de avance de la maquinaria va desde las partes más altas de los taludes, en dirección al embalse.

Para cumplir adecuadamente las operaciones constructivas –diques de cierre y taludes de corte- es necesario contemplar la seguridad en el momento en que se realizan las diferentes actividades. Es por esto, que en el *Apéndice III* se establecen una serie de normas en el uso de maquinaria pesada, con el objetivo de prevenir accidentes y aprovechar al máximo el tiempo de ejecución de los trabajos.

En resumen, este informe muestra los aspectos de mayor relevancia que se presentan en la construcción de las estructuras de cierre del embalse del P. H. General, producto de las características geotécnicas de los suelos haloisíticos presentes en la zona. Según el análisis realizado, no se espera que se presenten problemas en la construcción de los taludes de corte. Por otra parte, se planteó la solución más

apropiada para los diques, que es la implementación del pedraplén –por problemas de compactación-, a menos que se realicen estudios complementarios que garanticen la calidad y estabilidad requerida utilizando el uso de los materiales del sitio del embalse.

Introducción

Este proyecto de graduación analiza la influencia que tienen las propiedades geotécnicas de los materiales en el desarrollo de proyectos asociados a movimientos de tierra, como cortes y rellenos de tierra (terraplenes). Esto con la intención de evidenciar que las características de los materiales que se utilizan en obras de este tipo afectan en alguna medida las operaciones que deben efectuarse.

Es en la etapa de diseño en donde deben considerarse una serie de variables que garantizan la estabilidad y el buen funcionamiento de la obra, tanto en su etapa constructiva como de operación. Una de estas variables es el análisis del sitio destinado para su construcción, tomando en cuenta todos los detalles que puedan influir de alguna manera en desarrollo del proyecto.

En este sentido, se estudia un caso particular, que se refiere a la construcción del Embalse de Regulación del P. H. General, el cual puede presentar problemas en la etapa de ejecución debido al alto contenido de humedad en el sitio. Por esto, es importante analizar las repercusiones que, desde el punto de vista geotécnico y constructivo, se desprenden.

El P. H. General se encuentra ubicado cerca del cruce en Río Frío, camino al poblado de Horquetas en la provincia de Heredia. Se encuentra a unos 22 Km al oeste de Guápiles, en las coordenadas -83.9° Oeste y 10.2° Este; de la hoja topográfica Río Sucio 3447 III, escala 1:50000, litografiada por el Instituto Geográfico Nacional (IGN).

La importancia de la construcción del embalse consiste en lograr una adecuada regulación del caudal de agua que pasa por Casa de Máquinas, así como controlar la carga de agua que deben tolerar las turbinas, siendo esto una variable esencial en su diseño y en su selección; con el fin de obtener una mayor eficiencia y producción de electricidad.

El sitio donde se va a construir el embalse de regulación es una meseta constituida por una capa limo arcillosa de baja plasticidad,

además de materiales laháricos y rocas muy meteorizadas en sus capas subsecuentes. Se deberán construir estructuras de cierre, las cuales van a estar compuestas por taludes de corte y diques constituidos de materiales sueltos.

Los taludes de corte están localizados en la parte más alta de la ladera (sector noroeste), alcanzando alturas máximas de 30 m. Los diques se construirán en las zonas bajas de la ladera, alcanzando una altura máxima de 8 m. Ambas profundidades son tomadas respecto del nivel de fondo del embalse.

Específicamente, del Embalse de Regulación, se hicieron un total de cinco perforaciones, nueve calicatas y dos líneas de alrededor de 1900 metros lineales, para realizar sondeos eléctricos. Mediante los resultados obtenidos de estos estudios (llamados *Estudio 1, E1*), se efectuó el diseño correspondiente, es decir, las especificaciones técnicas necesarias para edificar las zonas de corte y los diques.

Por motivos administrativos y de contrato, la empresa constructora comenzó con las obras de construcción en el año 2003, trabajos realizados bajo la modalidad *BOT*, que viene a ser una forma de concesión en la cual la empresa privada se encarga de la inversión y construcción total del P. H. (siguiendo ciertas especificaciones generales). Tiene derecho a su explotación durante un periodo de 17 años, tiempo después del cual pasa a manos de Estado. Por su parte, el ICE es el ente regulador que se encarga de inspeccionar que las obras cumplan con dichas especificaciones.

Los resultados del *Estudio 1*—los cuales se muestran en el *Apéndice I*—, mostraron un comportamiento característico de suelos haloisíticos, de los cuales se sabe que son altamente sensitivos al remoldeado y al secado de sus partículas. Los resultados disponibles del primer estudio no mencionan especificaciones de compactación de las estructuras de tierra, en donde las humedades de son entre 10% a 15% por encima de la humedad óptima de compactación.

Ante esta situación, la empresa constructora realizó un estudio complementario (llamado *Estudio 2, E2*). Se realizaron ensayos tanto para muestras secas al horno y en estado natural (ver *Apéndice II*). Estos estudios complementarios arrojaron resultados diferentes a los iniciales, lo cual hizo que la empresa constructora estuviera alerta con las condiciones a las que se deberían enfrentar en la ejecución de las diferentes obras.

Debido a la complejidad del proyecto y a su gran inversión, surge la necesidad de realizar una revisión de los diseños iniciales para garantizar la viabilidad de construir los diques y los taludes de corte, su seguridad y correcta operación.

El siguiente informe analiza la influencia de la presencia de materiales haloisfíticos en el sitio del embalse de regulación, con el objetivo de estudiar la factibilidad de realizar los taludes de corte y construir los diques de cierre utilizando dicho material. No se contempla la revisión de estructuras auxiliares como vertederos, tubería de entrada al embalse, la antecámara y demás tuberías y obras auxiliares que estén enfocadas al funcionamiento del embalse como parte de un proyecto hidroeléctrico. Además, por limitaciones en el tiempo de realización de este proyecto de graduación, no se establecen análisis de costos ni de programación de obras.

Al mismo tiempo, se plantearán en este documento, los principales criterios de diseño que deben tomarse en cuenta para la construcción de diques y taludes de corte, ya que con este documento no solo se quiere dar una solución al problema, sino profundizar un poco en la construcción de presas pequeñas de materiales sueltos.

Para poder fundamentar este trabajo con un criterio más acertado, se realizó un tercer estudio de suelos (llamado *Estudio 3, E3*), en el CIVCO, con la intención de obtener resultados propios, y así poder involucrarse más a fondo con las características de estos suelos, además de compararlos con los estudios anteriores. Para el *Estudio 3* se hicieron dos gavetas de las cuales

se extrajeron sendas muestras para su análisis. Los detalles de los resultados de éste y los demás estudios se muestran en la sección de *Resultados*.

Se mostrarán los resultados obtenidos de la revisión de las estructuras de cierre y taludes de corte, considerando el diseño original de éstos y las condiciones reales del sitio; para verificar si dichas especificaciones de diseño cumplen con los criterios de estabilidad y seguridad necesarios.

Como se mencionó anteriormente, el principal problema que se pretende evaluar es la factibilidad de utilizar el mismo material de corte para construir los diques, o por el contrario, sustituir este material por otro de mejores características, ya que una de las principales incongruencias de los diseños originales con las condiciones en el campo es la diferencia entre la humedad óptima de compactación contra la presente en el sitio de los estudios de suelos es la diferencia en la humedad óptima de compactación, pues, como se verá más adelante, es muy difícil cumplir con las especificaciones iniciales debido a las condiciones climáticas adversas que imperan en la zona (sabemos que en la región del Caribe llueve la mayor parte del año).

Además, se plantea el tipo de maquinaria necesaria para construir las obras de manera eficiente, así como una descripción del procedimiento que debe seguirse para lograrlo.

Adicionalmente, se describirán algunos aspectos relevantes respecto a la seguridad del embalse y su impacto en el ambiente.

Por último, este informe será de mucha utilidad para el profesional en el análisis y evaluación de obras relacionadas con movimientos de tierra cimentadas en suelos blandos y destinadas al desarrollo de proyectos hidroeléctricos.

Metodología

Para determinar los efectos constructivos que intervienen en el proceso de construcción del embalse, y que están asociados a la información geotécnica de los materiales del sitio, fue necesario utilizar una metodología de trabajo donde se combinaron la revisión bibliográfica, visitas al sitio y algunos ensayos de laboratorio. El procedimiento utilizado para desarrollar el presente trabajo se describe a continuación.

Revisión bibliográfica

Inicialmente, se exponen las principales características del P. H. General, para ubicar al lector en el contexto de la situación expuesta en este informe. Además, en esta etapa se realizó una investigación de las principales Tesis de Graduación, que hablan acerca de limos de baja plasticidad en Costa Rica y sus repercusiones en trabajos de compactación de terraplenes. También, se investigaron los principales libros a nivel nacional e internacional relacionados con el diseño y construcción de presas de materiales sueltos y sus implicaciones.

Resultados

Mediante un estudio de suelos complementario – el tercero en total- se comprobaron ciertas características de los materiales a utilizar en la construcción del embalse. Además, esta información, más la información bibliográfica se usó para compararla con los parámetros utilizados en el diseño original, con el fin de mostrar sus semejanzas y diferencias.

Análisis de resultados

Luego de establecer a criterio propio, los elementos de mayor relevancia que afectan el proceso de diseño y construcción, se procedió a plantear las posibles soluciones que garanticen la seguridad y estabilidad en la construcción de las estructuras de cierre del embalse.

Aspectos Generales del P. H. General

Previo a la descripción de los principales criterios de diseño de presas de tierra, es importante mencionar los principales aspectos que envuelven al P. H. General, relacionados con este informe.

La zona del Embalse se ubica en una región sísmica medianamente activa, donde las fallas de mayor influencia son Patria y Guápiles.

Además, se podrían dar posibles efectos de deformaciones asociadas a plegamientos y a fallas secundarias.

Se esperan aceleraciones máximas posibles de 3.08 m/s^2 para un periodo de retorno de 100 años, lo cual se considera un valor alto para la zona. Se determinaron periodos fundamentales entre 0.1 a 0.3 segundos.

Existe un mapa geomorfológico del área del P. H. General ver *Anexo II*, en el cual se indican abanicos aluviales, producto de la cercanía de los ríos General y Sucio. También, se muestran formas de origen volcánico, de pendientes moderadas y altas (por la cercanía a las formaciones montañosas del Volcán Barva y Caño Negro, entre otros).

Asimismo, se muestra la presencia en menor cantidad flujos laháricos, bloques laváticos y presencia de algunos bloques andesíticos.

El proyecto se construirá en un sitio constituido en su gran mayoría por materiales de origen volcánico, aunque existen sedimentos fluviales bastante extensos (ver Anexo II).

Proyecto Inicial

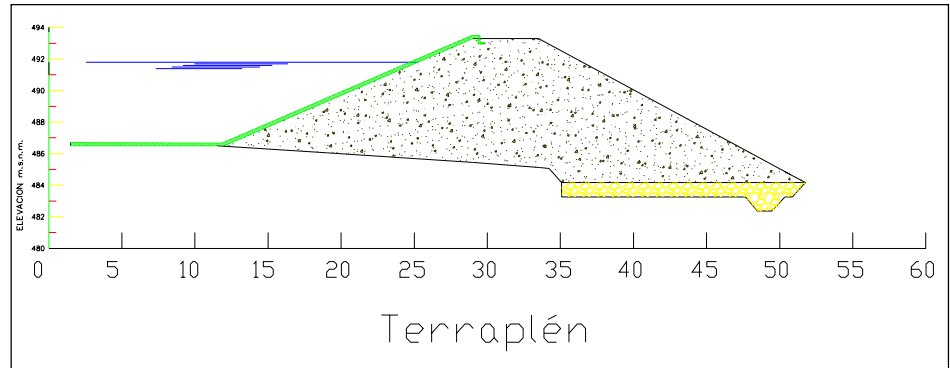


Figura 1. Sección inicial del dique de cierre (dique de materiales sueltos).

Según el diseño original del Embalse, los diques se deben construir con materiales sueltos de sección homogénea, es decir, que su sección transversal esta constituida por el mismo material (ver Figura 1). Se pretenden construir los diques con los materiales del sitio, por lo que en primera instancia se prevé que se cuenta con la cantidad de material suficiente para su construcción.

Además, se especifica el uso de una geomembrana (ver Anexo III) que se va a colocar en el fondo del embalse y en los taludes "mojados" de los diques con la intención de impermeabilizar el embalse y evitar problemas de flujo de agua y filtraciones de agua.

En un sector de cierre del embalse, se harán taludes de corte para cerrar este sector de la estructura, y éstos se juntarán con los diques para formar toda la estructura de cierre, tal como lo muestra la Figura 2.

Para efectos de nomenclatura en este documento en este documento, cuando se haga referencia a presas de tierra, presas de materiales sueltos, diques y terraplenes, hará alusión a las estructuras de cierre construidas por métodos de compactación.

Propiedades de los suelos haloisíticos

Según se verá más adelante, el material que se encuentra en el sitio del embalse, es en su mayoría un limo arcilloso de baja plasticidad, conocido como suelo haloisítico.

La haloisita es un miembro de la familia de la caolinita, y son químicamente similares, pero tienen atributos de estructuras diferentes, contienen una lámina de agua entre unidades

adyacentes de arcilla. Se encuentran frecuentemente en depósitos hidrotermales y en suelos derivados de cenizas volcánicas. Principalmente, este material presenta reacciones al secado; se puede deshidratar por secado, y entonces se reduce su espesor, pero no puede volver a la condición hidratada por rehumedecimiento.

Este tipo de limo se origina a partir de la alteración de cenizas volcánicas y materiales piroclásticos, los cuales presentan características y comportamientos particulares. Algunas de estas características son: alta relación de vacíos, alta humedad natural, alta permeabilidad, baja densidad y un buen comportamiento en los cortes de taludes (para una condición parcialmente saturada), según consta en Ramírez, 2004.

Pueden presentarse inconvenientes en el laboratorio si las muestras a ensayar se secan al horno y muchas veces aunque se sequen al aire. Hay dos factores principales que causan el cambio en las propiedades de estos suelos cuando son secados: la tendencia a formar conglomerados y la pérdida de agua en los minerales hidratados.

Según estudios anteriores de caracterización de suelos en Costa Rica, este tipo de materiales se encuentran en sitios cercanos a la Cordillera Volcánica Central, y se han detectado principalmente en Guanacaste, Valle Central y Zona Atlántica, lo cual coincide con la ubicación del P. H. General.

A partir de este momento, se hará referencia a los criterios necesarios para disponer de un diseño satisfactorio en la construcción del embalse y que al final del desarrollo de la metodología, se tendrá un criterio más amplio para lograr alcanzarlo. Además, en algunos

puntos que se consideren relevantes, se hará referencia a la situación del Embalse en estudio.

Criterios de Diseño (presas)

Existen una serie de factores que deben tomarse en cuenta, para el diseño de una presa de tierra, y que de ellos dependen su buen funcionamiento. Aunque es muy difícil controlar todas las variables que afectan el diseño final, en general, los factores que más afectan el diseño de una presa de tierra son:

- Función de la obra.
- Materiales utilizables.
- Características de la cimentación.
- Clima y tiempo disponible para la ejecución.
- Características geológicas y sismológicas regionales.
- Importancia de la obra.

Posiblemente existan otros factores adicionales que intervengan en el proceso de diseño, pero esto dependerá de cada situación en particular. Es evidente, que cuanto más detenidamente se analicen los detalles del proyecto y sus implicaciones, menor será el número de imprevistos que ameriten modificaciones al diseño durante la fase de ejecución, pero éstas no podrán eliminarse del todo.

de las dimensiones de la presa y de sus obras complementarias. Por ejemplo, las pérdidas de agua por flujo a través de la cimentación y de los empotramientos, que son aceptables en un caso, pueden ser excesivas en otros, dependiendo de la finalidad de la presa.

El embalse de regulación de P. H. General cumple una función de almacenamiento, por lo tanto, evitar la pérdida de agua es un aspecto de gran trascendencia para el proyecto.

Materiales

En un principio, cualquier material térreo puede utilizarse para la construcción de una presa. La escogencia o descarte de estos materiales dependerá de los estudios que se realicen sobre ellos, y que demuestren que son aptos para garantizar una estructura estable a largo plazo.

Sus propiedades mecánicas definirán la geometría de la presa, además de la cantidad y localización de los materiales disponibles. En general, la selección y distribución de los materiales que han de emplearse en la cortina deben hacerse balanceando por una parte las distancias de acarreo y por otras las operaciones de extracción y producción de los materiales, con el objetivo de obtener el mínimo costo del terraplén.

En resumen, el diseño más económico de la presa, será aquel que utilice los materiales de menor costo, y que permita satisfacer las condiciones de impermeabilidad y resistencia.

Función de la Obra

Este es un factor determinante en la escogencia



Figura 2. Sección original de taludes de corte.

Cimentación

Las características topográficas y mecánicas de la cimentación influyen considerablemente en el diseño de la presa. En primer lugar, la elección del sitio donde se debe construir

la estructura debe ser aquel donde se puedan desarrollar las diversas operaciones. Además, cuando las propiedades de la cimentación varían mucho en el sitio elegido, la economía resultante de la óptima localización de la estructura generalmente justifica estudios más detallados y el análisis de nuevas alternativas.

Dentro de las características de los materiales, la compresibilidad y resistencia pueden obligar a aumentar las dimensiones de la base del dique, para evitar asentamientos diferenciales o fallas por cortante.

Clima y tiempo disponible para la construcción

Generalmente los factores clima y tiempo disponibles para la construcción están ligados entre sí, y pueden influir en el proyecto mucho más que en de otro tipo de presa. En nuestro país, las limitaciones por estos aspectos son impuestas por las lluvias, aunque en otras latitudes, los fuertes inviernos o las sequías pueden resultar favorables.

Cuando la construcción se realice en un periodo corto, se debe programar la obra de manera que no interfieran entre sí las distintas operaciones.

Si el clima es lluvioso, y el tiempo para la construcción es reducido, pretender construir una presa de altura media a alta podría traer serios problemas, debido a la dificultad de controlar el contenido de humedad de las capas y por el desarrollo de considerables presiones de poro dentro del terraplén.

Condiciones geológicas y sismológicas

Las características geológicas influyen en la elección del tipo de presa adecuado, ya que los materiales de la cimentación deben satisfacer especificaciones determinadas.

Respecto de las características sísmicas de la región, generalmente el criterio de diseño es conservador, pero las medidas necesarias para reducir los riesgos hasta niveles aceptables, son difíciles de cuantificar.

Importancia de la obra

El objetivo del diseño es satisfacer las necesidades requeridas, en este caso, para construir presas de tierra. La importancia que esta estructura posea, se verá reflejada en el factor de seguridad utilizado para determinar los diferentes aspectos del proyecto. Generalmente, entre mayor sea el factor de seguridad utilizado, el costo de la obra también se verá incrementado.

Estudios geológicos – geotécnicos

Durante el desarrollo del proyecto, es importante realizar una serie de estudios, que ayuden a determinar y predecir las principales situaciones que se podrían esperar en su curso. Los estudios geológicos-geotécnicos son estudios de gran importancia que se deben realizar en todas las fases del proyecto, ya que en cada etapa van surgiendo nuevas dificultades, lo que convierte indispensable el control de las diferentes acciones en el mismo instante en que se van desarrollando.

Estudios previos y de factibilidad

Su objetivo es identificar posibles riesgos geológicos que pongan en peligro la seguridad de la presa.

Estudios de soluciones y de anteproyecto

Se busca aportar criterios geológicos y geotécnicos que permitan seleccionar el tipo de presa. Toma en cuenta aspectos como la disponibilidad de los materiales de construcción, las características de la cimentación y la hidrogeología del terreno.

Cuadro 1. Investigaciones geológico geotécnicas en presas de materiales sueltos		
Fase de Estudio	Tipos de investigaciones <i>in situ</i>	Importancia
<i>Estudios previos y de factibilidad</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Mapas geológicos regionales. • Foto interpretación e imágenes de satélite. • Reconocimientos geológicos de superficie y cartografía geológico-geotécnica preliminar. 	S S S
<i>Anteproyecto</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Cartografía geológico-geotécnica de detalle (1:2000-1:000). • Datos hidrogeológicos y ensayos de permeabilidad. • Sísmica de refracción y sondeos eléctricos verticales. • Sondeos geotécnicos, instalación de piezómetros. • Ensayos en el interior de sondeos (downhole y dilatómetros). • Ensayos de materiales. 	S S S O S
<i>Proyecto</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Cartografía geotécnica complementaria. • Sondeos geotécnicos complementarios. 	O O
<i>Construcción</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Cartografía geotécnica de las excavaciones y cimentaciones. • Ensayos <i>in situ</i> de verificación de tratamientos. • Ensayos de control de materiales. 	S S S

S: necesario; O: opcional. (Vallejo, 2002)

Estudios para el proyecto de construcción

Estos estudios buscan aportar criterios que ayuden al diseño de la presa y de las estructuras auxiliares.

Control geológico-geotécnico durante la construcción.

Su objetivo es verificar el avance del proyecto durante su construcción, para controlar su avance y adaptar las soluciones propuestas en el diseño a las condiciones en el campo.

Seguimiento durante la explotación.

Debe seguirse un plan de observación y vigilancia del comportamiento del terreno y de la estructura, durante su explotación. Es importante en esta etapa verificar problemas de filtraciones y movimientos en laderas, entre otros.

En el *Cuadro 1*, se muestran las investigaciones que deben realizarse en cada una de las etapas descritas anteriormente. Su objetivo es explicar ampliamente cómo se actuó.

Deberán mencionarse sucintamente los procedimientos aplicados. Además, hay que indicar el lugar donde se realizó el proyecto o la investigación y la época, si ésta tuviera importancia.

La descripción de los materiales y los métodos empleados debe ser lo suficientemente completa como para permitir a un profesional o investigador competente reproducir el trabajo. La organización en esta sección es simple y cronológica. Debe indicarse el objetivo de cada paso realizado.

Impacto del proyecto al medio ambiente

Los problemas medioambientales son uno de los temas más debatidos para descartar la construcción de nuevas presas. Algunos de los problemas a considerar en este ámbito son la colmatación de sedimentos y la salinización de los suelos.

Otros factores medioambientales, como la erosión y pérdida de suelo, deslizamientos,

sismicidad inducida, eutrofización y efectos climáticos, son objeto de la actual controversia entre las necesidades de recursos hídricos, el desarrollo sostenible y las consecuencias medio ambientales.

Para cada una de las etapas del desarrollo de un proyecto hidroeléctrico, van a estar asociados diferentes impactos contra el ambiente. Estamos hablando de la etapa constructiva y de explotación. Además, el riesgo de rotura del embalse implica importantes consideraciones en el diseño de la estructura (Vallejo, 2002).

Fase constructiva

Entre los efectos negativos que puede provocar están:

- Extracción de Materiales (canteras y préstamos): las cuales ponen en peligro acuíferos, la estabilidad del terreno y puede generar sedimentación en cauces de ríos.
- Escombreras: se convierten en zonas inutilizables.
- Inestabilidad de Taludes: producto de labores de corte de terreno y construcción de obras térreas en condiciones desfavorables (materiales inadecuados, clima)
- Ruido, vibraciones, polvo: producto del tránsito y uso de maquinaria pesada.

Fase de explotación

Los problemas más importantes a considerar en esta etapa son:

- Colmatación de sedimentos: relleno de una cuenca producto de la sedimentación.
- Eutrofización: Acumulación de residuos orgánicos en el embalse, que causa la proliferación de ciertas algas.
- Efectos climáticos: el agua genera variaciones en la temperatura del aire lo que causa cambios en las condiciones del ambiente. Se da principalmente en lagos artificiales de grandes dimensiones.
- Deslizamientos: se pueden dar deslizamientos en el terreno tanto aguas

arriba como aguas abajo, producto de la acción del agua.

- Erosión: producto de la acción del agua tanto aguas arriba como aguas abajo.
- Sismicidad inducida
- Salinización de los suelos: producto del flujo interno de agua, que arrastra minerales por el suelo.

En caso de rotura

Las principales situaciones de emergencia que provocaría el colapso de la estructura son:

- Vaciado brusco del embalse: puede generar una saturación de sedimentos en el cauce del río y un efecto de arrastre. Esto atenta principalmente contra la estabilidad misma de la presa y con la vida marina.
- Inundación aguas abajo: producto de un derrame brusco del agua, el cual puede afectar a poblaciones cercanas, ya que las estructuras de canalización de aguas no dan abasto con la cantidad de agua.

Tipos de presa de materiales sueltos

Los criterios de mayor influencia para construir una presa de materiales sueltos son la disponibilidad de materiales, la altura de la presa y su permeabilidad. Los dos primeros aspectos están muy ligados entre sí, ya que entre mayor sea la altura de la presa, más materiales se necesitan para su construcción. Se estima que cerca del 80% de presas de menos de 30 m están hechas de materiales sueltos (Vallejo, 2002).

En el caso del Embalse que se analiza en este informe, se espera que la altura máxima sea de aproximadamente 8 m. Respecto a la permeabilidad, se estima que el suelo debe tener una permeabilidad inferior a 10^{-5} cm/s.

Dependiendo de los materiales disponibles y de la función que debe desempeñar el embalse, los tipos de presas de tierras son:

Presas de sección homogénea

En este tipo de presas, toda o casi toda la sección de la presa está formada por el mismo material, generalmente por tierra compactada de baja permeabilidad. Para controlar las filtraciones a través de la presa se construyen drenes en la cimentación de la estructura. *Figura 3a.*

Presas con núcleo impermeable

Estas presas poseen principalmente dos tipos de materiales, en la cual la principal diferencia es la permeabilidad entre ellos. El material menos impermeable se coloca entre materiales permeables, cumpliendo una función de barrera contra el paso del agua. *Figura 3b.*

Presas de pantalla

El elemento impermeable consiste en una capa

relativamente delgada que se coloca en el talud aguas arriba de la presa para hacer de barrera contra el paso del agua. Esta capa puede ser un material bituminoso, mezcla asfáltica o geomembranas entre otros. *Figura 3c.*

Para este proyecto, el tipo de presa que se va a implementar es el llamado *Con Pantalla*, ya que se va a utilizar tanto en el talud "mojado" como en el fondo del embalse una geomembrana que tiene la función de impermeabilizar toda la estructura. Lo que se busca con esto es que independientemente de la permeabilidad del material que va a formar la presa, se elimine – teóricamente- el flujo de agua y cualquier efecto de subpresión producto del gradiente hidráulico.

Estructuras Auxiliares

Aunque el alcance de este proyecto no incluye el estudio de las obras complementarias que conforman el embalse, es importante mencionar aquellas principales, porque son estructuras necesarias para su buen funcionamiento.

Aliviaderos

Son estructuras que permiten el vaciado del embalse a través de la propia presa. Cumplen la función de evitar el desbordamiento de la presa debido a factores como el aumento de caudal de entrada, o a las excesivas lluvias.

Desagües de fondo

Se utiliza para vaciar el embalse, con el fin de limpiar su fondo de sedimentos que se hayan acumulado. Esta estructura es de gran

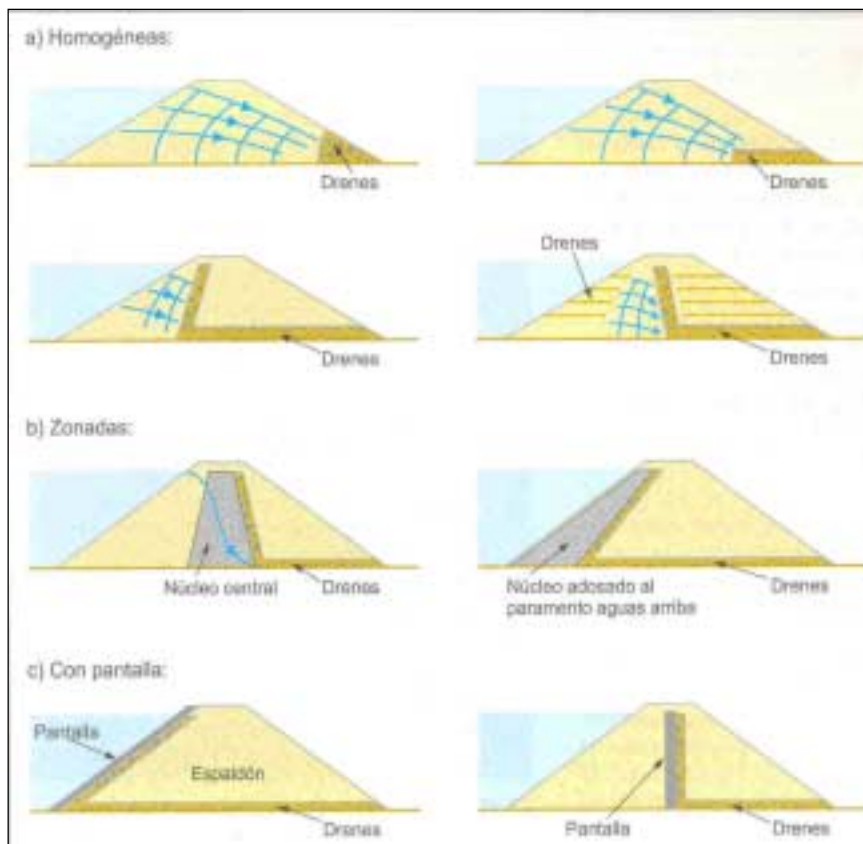


Figura 3. Tipos de presa de materiales sueltos (Vallejo, 2002).

importancia, ya que al desaguar totalmente el agua, se pueden realizar labores de inspección y reparaciones.

Drenajes

Son filtros que se colocan normalmente cerca del pie del talud "seco", con la intención de abatir el nivel freático dentro de la presa y disminuir el efecto de la subpresión en la cimentación de la presa, además de evitar que las aguas salgan a la superficie en algún punto aguas abajo. Aunque los diques que se van a construir se van a impermeabilizar totalmente, por aspectos de seguridad se van a construir los drenajes, ya que a largo plazo la geomembrana se puede dañar y

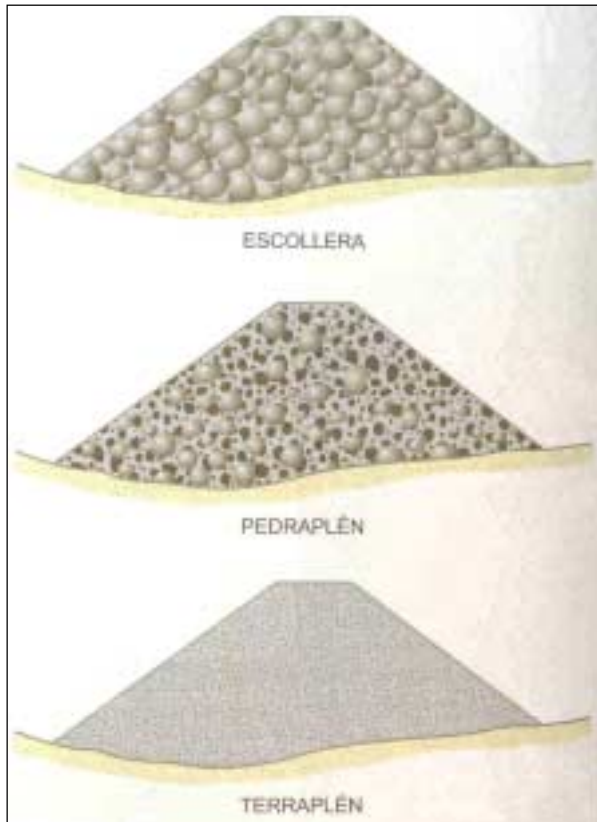


Figura 4. Tipos de Rellenos (modificado de Dapena, 2000)

provocar filtraciones.

Materiales disponibles

Como se mencionó anteriormente, las presas de materiales sueltos dependen fundamentalmente del tipo de material disponible. Debe existir el volumen adecuado de éste. De no ser posible utilizar el material del sitio, es importante que la distancia de acarreo del material que se va a utilizar sea factible, desde el punto de vista funcional, económico y ambiental. Además, debe cumplir con la calidad adecuada para garantizar la edificación de una estructura estable.

En este mismo sentido, para que el costo de un proyecto de este tipo sea mínimo, la construcción de la presa debe proyectarse para utilizar al máximo los materiales más económicos con que se disponga, incluyendo el material que debe excavarse en el mismo sitio. Aunque estos materiales son con frecuencia menos convenientes que los suelos que se pueden obtener en bancos de préstamo, se deben realizar todos los estudios necesarios para establecer si pueden ser utilizados o no.

Este es un punto de gran relevancia para discutir en este informe, ya que estudios iniciales muestran la factibilidad de utilizar los materiales de corte para construir las estructuras de cierre del embalse, ya que se han obtenido resultados favorables en cuanto a las características de los estos materiales, así como del volumen disponible, el cual cubre el volumen total que se necesita para construir los diques. El problema que existe (ver *Análisis de Resultados*) es de tipo constructivo, ya que la humedad óptima de compactación está muy por debajo de la humedad de campo. Estos materiales, al ser finos (MH y ML) tendrían grandes dificultades para compactarse.

Estas estructuras puede ser de tres tipos: terraplenes, pedraplenes y escolleras (ver *Figura 4*). Los terraplenes son estructuras en las cuales el material utilizado es tipo suelo, con tamaños máximos generalmente inferiores a 0.10-0.15 m; los pedraplenes se construyen con fragmentos rocosos, y las escolleras con bloque de roca que pueden superar un metro cúbico. Los dos primeros se construyen mediante tongadas, es decir, capas de material que se va depositando y compactando sucesivamente.

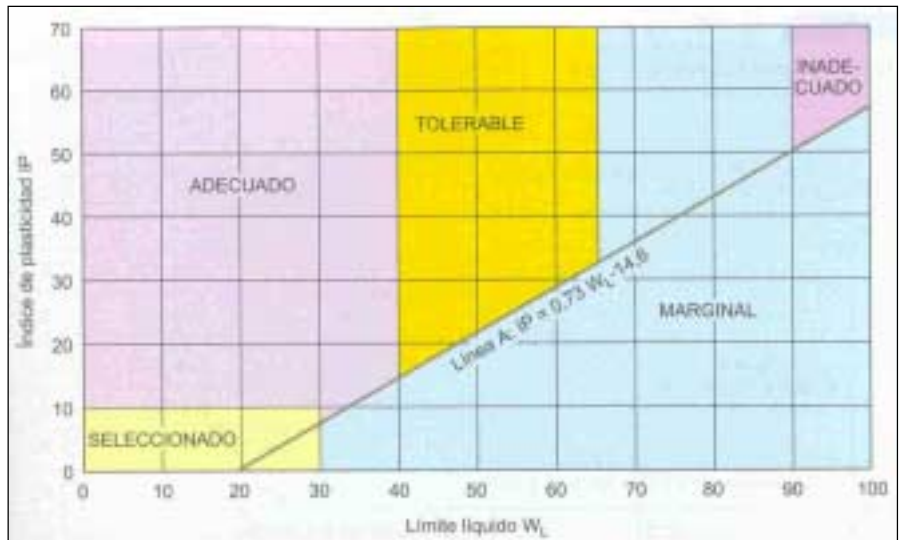


Figura 5. Clasificación de materiales para su uso en terraplenes según su plasticidad. (Ministerio de Fomento, PG-3, 2000)

Terraplenes

Debido a la variación en las propiedades de los diferentes materiales, se han buscado criterios de clasificación sencillos que permitan conocer la posibilidad de utilización de cierto material en la construcción de terraplenes. Estos criterios están enfocados a las características propias de cada material y a las operaciones de compactación y manejo del mismo. El primer aspecto es el normalmente utilizado, pues se espera que materiales de buena calidad generen obras de características similares. Pero la realidad es que es frecuente tener que trabajar con materiales de baja calidad, por no haber otros disponibles a distancias accesibles, en donde se puede llegar una solución aceptable valiéndose del aspecto de operatividad y tratamiento de los materiales mediante medios mecánicos como la sobrecompactación.

Existen varios sistemas de clasificación de suelos. Uno de los sistemas denominados "clásicos" es el PG-3 del Ministerio de Fomento, 2000, el cual se basa en las características plásticas del material para estimar su uso como: seleccionado, adecuado, tolerable, marginal e inadecuado. (ver *Figura 5*). Además de las características plásticas consideradas, cada clasificación debe cumplir otra

serie de condiciones (ver *Apéndice V*).

Otro sistema de clasificación más completo es el sistema francés (*Escario, 1989*), ya que posee una división mayor de grupos de suelos, utilizando también como criterio básico, la plasticidad de los materiales. Pero la diferencia más influyente, es el hecho de que, a diferencia de la clasificación española, la francesa considera el tipo de uso del material, el tipo de maquinaria de compactación a utilizar y la energía específica a aplicar, entre otros (ver *Apéndice VI*).

Pedraplenes y rellenos tipo

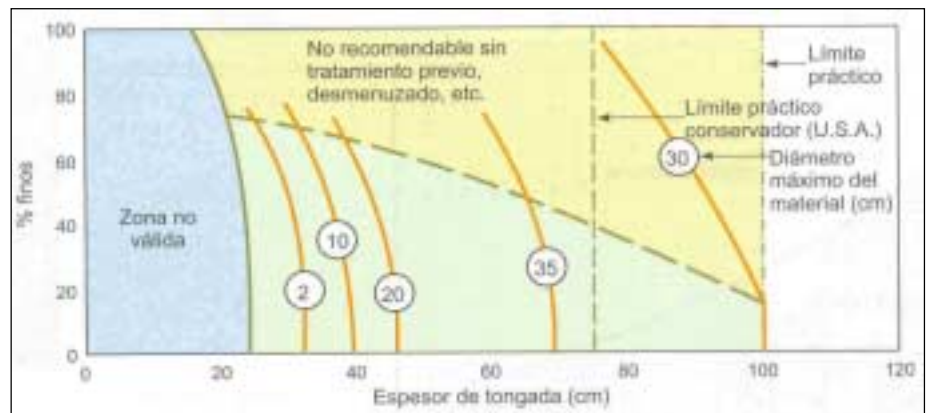


Figura 6. Estimación inicial de espesor de tongada (*Oteo, 1998*).

"todo uno"

Con los pedraplenes se busca conseguir un material muy resistente, con alto ángulo de fricción y permeable, lo que le permite construir rellenos de gran altura (hasta 50 m) e inclinaciones cercanas a 1.5H:1V y 1H:1V. La granulometría de este tipo de materiales varía de diámetros máximos de 1m, hasta porcentajes de finos por debajo del 10%.

Los materiales "todo uno" son los intermedios entre pedraplenes y terraplenes, en los que predominan los gruesos, pero sin cumplir las condiciones estrictas de los pedraplenes (Dapaneda, 1994). Los rangos granulométricos de este y los demás tipos de tierras se muestran en la Figura 6.

Enrocamientos o Escolleras

Una escollera es una estructura con granulometría uniforme, en las que los

materiales son de gran tamaño. Este tipo de obras se utilizan en estructuras para carreteras en zonas de peligro de inundaciones; en terrenos blandos. Además se utilizan en espaldones de presas, en muelles y en la estabilización de laderas, colocando el material en el pie de éstas.

Según las características de este tipo de tierra, es claro que una escollera no aplica a ser utilizada en el embalse, por lo que no serán estructuras determinantes en el embalse de P. H. General. Sin embargo, se describirán algunos aspectos importantes respecto a este tipo de estructuras en el Apéndice VII.

En el caso del embalse del P. H. General la discusión principal, en el caso de la construcción de los diques, se centra principalmente en el tipo de material que se debe utilizar para construirlos, ya que el diseño inicial indica que se debe utilizar el material del sitio (terraplén), mientras que desde el punto de vista constructivo, la solución está en acarrear un material diferente hasta este lugar (pedraplén).

Este aspecto será retomado en el *Análisis de Resultados* del presente informe, ya que los materiales del sitio del embalse son muy susceptibles a la acción del agua, lo que se ha comprobado mediante tres estudios de suelos,

los cuales han "arrojado" resultados diferentes en cuanto a densidad seca máxima y humedad de compactación óptima. Esta diferencia se debe principalmente a la humedad de los materiales en el momento de realizar los ensayos. Se puede describir esta variación tal y como se muestra en la Figura 7, en donde para una misma muestra, el material que fue secado al aire posee una densidad seca alta y una humedad de compactación menor en relación al material sin secar. Uno de los inconvenientes que existe es

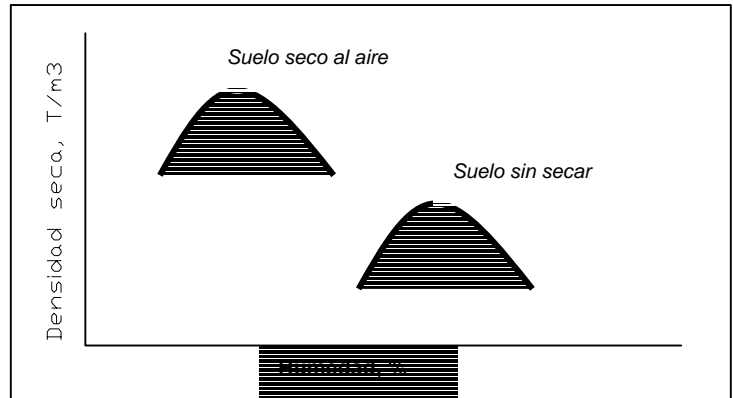


Figura 7. Variación en el peso volumétrico seco y humedad óptima del suelo, dependiendo del estado de la muestra al momento de realizar el ensayo.

precisamente que los resultados de los estudios de suelos que se utilizaron para el diseño inicial del embalse, no especifican el estado del material en el momento de realizar las diferentes pruebas.

Una de las ventajas que tiene la construcción de este embalse es la implementación de una geomembrana en las paredes "mojadas" y en el fondo debido a que al impermeabilizar por completo la estructura, permite que el material que se utilice para la construcción de los diques pueda tener variaciones en cuanto a granulometría, permeabilidad, método de compactación, etc.

Causas potenciales de falla en presas

Debido a que las condiciones en que se construyen las presas varían de un sitio a otro, es importante basarse en la experiencia para determinar cuáles han sido las principales fallas ocurridas en las presas de tierra, así como su

edad. Esta comparación se muestra en el Cuadro 2, en donde se muestra claramente que en primer lugar, el mayor número de fallas es el desbordamiento, producto de errores en el diseño o a insuficientes datos hidrológicos de la zona.

En segundo lugar, encontramos la acción del flujo de agua a través de la estructura, el cual disminuye la resistencia al corte de los materiales, lo que puede provocar fracturas y erosión interna.

El tercer de mayor importancia son los deslizamientos, que pueden ocurrir tanto en la cimentación como en los taludes de la presa. Este efecto es atribuible a la construcción de pendientes muy altas propensas a saturarse.

Finalmente, otra causa frecuente es la erosión de los taludes, cuando no están protegidos contra la acción del agua. Para el talud aguas arriba, se debe poner especial atención al efecto del oleaje, mientras que aguas abajo se debe proteger el talud contra la lluvia.

Diseño contra Desbordamiento

Para disminuir el riesgo de falla por desbordamiento, es necesario tener un estudio de la hidrología del terreno y estimar de manera confiable las mayores avenidas esperadas. Una

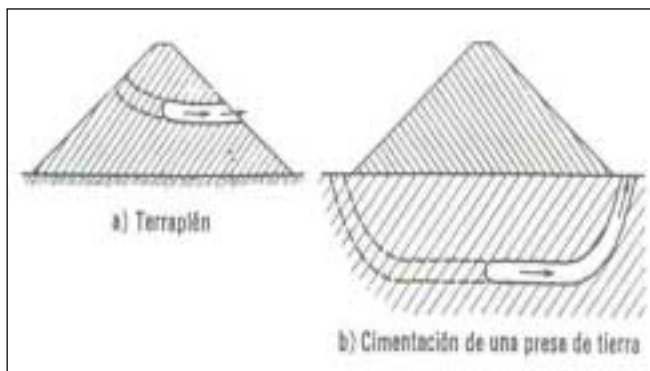


Figura 8. Proceso de erosión regresiva que conduce a la tubificación.

vez que se ha establecido la avenida de diseño, la solución más económica se obtendrá balanceando la capacidad del vertedor y la presa, variando su altura.

La defensa contra el desbordamiento temporal producido por el oleaje de viento o sismo, se hace mediante la implementación del borde libre.

Cuadro 2. Resumen de causas más importantes de falla

Causa de la falla parcial o total	Porcentaje del total
Desbordamiento	30
Flujo de agua	25
Deslizamientos	15
Fugas en conductos enterrados	13
Erosión de taludes	5
Otras causas	7
Causas desconocidas	5

Marsal y Nuñez, 1979

La corona debe estar protegida contra la erosión y agrietamiento, y debe tener drenaje superficial hacia el embalse.

Diseño contra flujo incontrolado

Uno de los principales problemas que se presentan, producto del flujo de agua por el interior del terraplén, es la tubificación. Este fenómeno inicia al existir pequeñas cavidades en las zonas talud aguas abajo. Un proceso de erosión en esta zona, va provocando la aparición de un ducto en forma de o tubo. Al avanzar este proceso, se generan concentraciones de flujo o gradientes hidráulicos cada vez en el extremo aguas arriba del éste, hasta que al llegar a las proximidades del embalse, se crea una vía continua para el agua y la falla de la presa es inminente. La situación descrita anteriormente se muestra en la Figura 8.

En terraplenes compactados, las pequeñas irregularidades debidas a cambios en las propiedades o en las condiciones de colocación de los suelos pueden generar modificaciones desfavorables en las características del flujo. La susceptibilidad del suelo compactado a la tubificación depende de la cohesión del mismo, y por tanto es función del tipo de material, de la energía de compactación y del contenido de humedad en su colocación, principalmente.

El control del contenido del agua de compactación es importante en la prevención de daños por tubificación, principalmente a causa de

su influencia en la permeabilidad de los suelos compactados.

La medida usual para prevenir el efecto de la tubificación consiste en la colocación de filtros aguas debajo de la presa. Estos filtros, tienen funciones de retención y de drenaje, es decir, deben impedir el arrastre de las partículas del material de aguas arriba, así como desalojar rápidamente el agua filtrada. Para cumplir tales funciones, dichos filtros deben tener cierta granulometría, ser de un espesor adecuado y estar libre de finos.

Para que un filtro sea eficiente, su permeabilidad debe ser mucho mayor que la del suelo que protege. Usualmente, se pretende que la permeabilidad del filtro sea 100 ó más veces mayor (en algunos casos 50 veces se considera aceptable). Además, los poros del filtro deben ser suficientemente finos para impedir el paso de partículas del material protegido. Para cumplir la primera condición ($k_{\text{filtro}} \geq 100k_{\text{suelo}}$) es necesario que las partículas del filtro sean cierto número de veces mayores que las más finas del suelo protegido. Experimentalmente, se sabe que esta condición se cumple si $D_{15}(\text{filtro}) \geq 5 D_{15}(\text{suelo})$. Para cumplir la segunda condición, se han encontrado resultados satisfactorios con la relación $D_{15}(\text{filtro}) \leq D_{85}(\text{suelo})$. Por lo tanto las dos condiciones que debe cumplir un filtro se satisfacen mediante la relación:

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{85}(\text{suelo})} \leq 5 \leq \frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{15}(\text{suelo})}$$

No es recomendable colocar filtros de espesor inferior a un metro, a menos que se empleen procedimientos de colocación especiales.

Agrietamiento de la presa

El agrietamiento en una presa, puede deberse a cualquier fenómeno que induzca tensión en las zonas impermeables, como asentamientos diferenciales, secado o deficiente colocación de los materiales compactados y sismos.

Aunque los asentamientos diferenciales son la causa más frecuente de agrietamientos, muchas veces se dan en las fronteras entre materiales de diferente compresibilidad cuando, por ejemplo, se utilizan bancos de préstamo distintos, o bien en

los contactos entre porciones construidas en periodos diferentes. Adicionalmente, el fenómeno de agrietamientos en la presa también se debe a las deformaciones de la cimentación.

Se pueden presentar dos tipos de grietas: las transversales y las longitudinales. Las grietas transversales, que sin duda son las más peligrosas, ocurren cuando se presentan cambios bruscos de compresibilidad o de dimensiones a lo largo del eje de la presa.

Por su parte, el agrietamiento longitudinal es más frecuente. Principalmente se produce debido a las deformaciones en la cimentación. En la *Figura 9* se muestra este tipo de agrietamientos.

Conductos enterrados

La colocación de un conducto de agua a través de un terraplén lleva implícitos riesgos de tres clases:

- Fugas a través de juntas y fisuras.

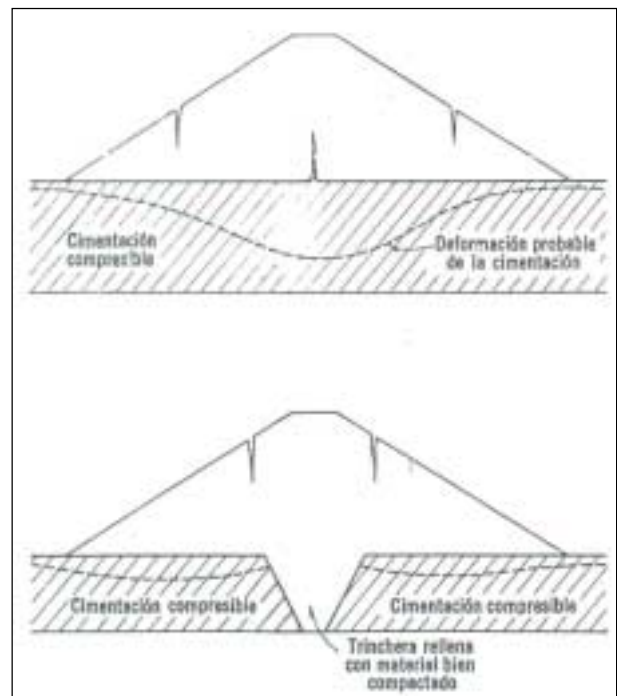


Figura 9. Grietas longitudinales por deformación diferencial de la cimentación.

- Fallas estructurales del ducto por incompatibilidad a deformación con el medio en que yace, o por excesiva presión de contacto con el mismo.

- Vías para el agua entre el ducto y el terreno, favorecidas por la compactación deficiente y por la incompatibilidad a deformación.

Para el embalse de regulación del P. H. general, se tiene contemplada la instalación de una tubería en el sitio de *La Antecámara*, así como en la entrada de agua al embalse y los desagües, por lo que deberá tenerse un especial cuidado en las operaciones de compactación de los materiales que las rodean y en la colocación de la geomembrana.

Diseño contra deslizamientos

Cuando en una o más superficies continuas de un terraplén o su cimentación el valor medio de los esfuerzos cortantes iguala la resistencia media disponible, ocurre lo que se llama un deslizamiento o falla por cortante. Su manifestación exterior puede ir desde una distorsión más o menos notoria hasta un desplazamiento masivo de la presa o una porción importante de ésta.

El diseño contra deslizamiento tiene por objeto verificar que la inclinación de los taludes no sea tan grande que vaya a generar daños importantes ante un eventual deslizamiento, ni tan pequeña que incremente considerablemente su costo.

Condiciones críticas para la estabilidad de la presa

Generalmente se presentan cuatro condiciones críticas durante en las cuales debe verificarse la estabilidad del terraplén ante un posible deslizamiento: al final de la construcción, a largo plazo y con presa llena, durante vaciado rápido y bajo la acción sísmica (*Lowe, 1967*).

- Al final de la construcción: El factor de seguridad es tanto menor cuanto mayor haya sido el grado de saturación del suelo compactado y cuanto mayor haya sido la disipación de la presión de poro en las zonas críticas. Esto principalmente se presenta en los terraplenes de materiales finos, sumado a la utilización de una humedad de compactación por encima de la óptima.

- A largo plazo y con presa llena: Se debe principalmente al aumento de las presiones de poro en el interior del terraplén hasta que se nivele el flujo. Esto implica que al saturarse el suelo, pierde resistencia y podría ocasionar deslizamientos de diferentes magnitudes.

- Durante vaciado rápido: Debido a la baja velocidad de disipación del agua, los taludes de la presa permanecen saturados, por lo que pierden resistencia, y sumado al hecho que al bajar el nivel del agua del embalse deja "al descubierto" estos taludes se propicia la aparición de deslizamientos.

- Bajo excitación sísmica: Durante un sismo se suman las fuerzas actuantes permanentes más aquellas que se producen debido a la respuesta dinámica de la presa. Esta variación de esfuerzos a su vez induce a cambios de presión de poro y de resistencia en los suelos. Debido a que el periodo durante el cual disminuye el factor de seguridad es muy pequeño, dicho puede alcanzar aún valores menores que la unidad sin que necesariamente resulte una falla por cortante. Así pues, el concepto convencional de factor de seguridad pierde su significado en este caso.

Cimentación

La cimentación de una presa debe reunir ciertas características que la identifican como un lugar apto para su construcción. Una cimentación es estable si puede proporcionar un adecuado apoyo para el terraplén y las caras asociadas a éste. Debe garantizar la estabilidad frente a erosiones internas y socavaciones por acción del agua, y debe resistir los efectos de licuefacción, colapsos o fallas que se pudieran generar como producto de un sismo y sus efectos inducidos. Aunque inicialmente las características de un terreno no sean las adecuadas para funcionar como cimentación, éstas pueden mejorarse por medio de tratamientos especiales y métodos de estabilización, los cuales varían dependiendo de sus características.

Las cimentaciones se agrupan principalmente en tres grupos (no se profundizará mucho en los dos primeros grupos, ya que el énfasis en este proyecto es la cimentación sobre suelos blandos).

Cimentaciones de roca.

Este tipo de cimentaciones no presenta ningún problema de resistencia para las presas de tierra pequeñas. La principal atención que debe tenerse es respecto a las filtraciones, las cuales pueden controlarse con métodos de impermeabilización como inyecciones de lechada.

Cimentaciones de materiales de grano grueso (arena y grava).

Las cimentaciones de este tipo de materiales consisten en depósitos aluviales compuestos de arenas y gravas relativamente permeables, cubriendo formaciones geológicas permeables (rocas). Para este tipo de cimentaciones, se presentan dos problemas característicos, las filtraciones subterráneas y las presiones producidas por dichas filtraciones. La pérdida de aguas por filtraciones subterráneas puede tener importancia económica en una presa de almacenamiento. Por su parte, el efecto de la subpresión puede provocar tubificación (ver *Figura 8*, proceso lento y acumulativo que se muestra como una falla o levantamiento repentino de la cimentación en el talón de aguas debajo de la presa).

Para poder controlar este tipo de problemas, se han implementado diferentes métodos como la implementación de dentellones, ataguías, cortinas de pilotes, colchones, filtros o combinación de ellas (*Diseño de presas pequeñas, 1983*).

Respecto a la construcción de dentellones, el ancho del fondo de la zanja debe ampliarse al aumentar la carga de agua. Sin embargo puede disminuirse al aumentar la profundidad de zanja. Se puede determinar la anchura conveniente de la zanja del dentellón para una presa pequeña por medio de la fórmula:

$$w = h - d$$

en donde,

w = anchura del fondo de la zanja del dentellón, se recomienda un mínimo de 6 m.

h = carga hidráulica arriba de la superficie del fondo del embalse.

d = profundidad de la zanja del dentellón debajo de la superficie del terreno

Tipos de Cimentaciones

Cimentaciones de grano fino (limo y arcilla)

Este tipo de cimentaciones son suficientemente impermeables para que se pueda presentar tubificación o problemas serios de infiltraciones. Los problemas asociados con estas cimentaciones son la estabilidad, falla por capacidad de carga y los asentamientos.

Cada uno de estos problemas surge dependiendo de las características de los materiales y de su humedad en campo, ya que el agua afecta considerablemente las propiedades de los granos finos (limos y arcillas). Existen entonces dos condiciones en que se debe analizar la estabilidad de las cimentaciones sobre materiales finos: saturada y relativamente seca (*Diseño de presas pequeñas, 1983*).

Cuando la cimentación de una presa está saturada, la resistencia de corte disminuye. Además, si el terreno está normalmente consolidado (como ocurre generalmente con estos suelos) se producirán asentamientos considerables en el momento de la construcción de la presa y después de su finalización. Los métodos básicos que se utilizan para evitar estos problemas son:

- Quitar los suelos que tengan poca resistencia al corte. Esto es factible siempre y cuando la capa blanda sea lo suficientemente delgada como para no incrementar el costo de la obra de manera significativa.
- Instalar un sistema de drenaje en la cimentación, ya que al disminuir el contenido de agua, se facilita la consolidación de los materiales al cargarse con el terraplén lo que

permite el aumento de la resistencia durante la construcción. En este caso, además de mejorar la resistencia de la cimentación, se elimina en alguna medida la posibilidad de asentamientos durante la fase operativa de la presa.

- Reducir las pendientes de los taludes del terraplén con la intención de disminuir los esfuerzos cortantes a lo largo del área de contacto con la cimentación. De esta manera se puede mejorar la seguridad de la presa ante algún tipo de falla o deslizamiento. Los taludes recomendados para la construcción de presas se muestran en el Cuadro 3.

Las cimentaciones de materiales finos relativamente secos, en general son satisfactorias para presas pequeñas. El hecho de no estar saturados hace que en el momento de la construcción los espacios vacíos sean ocupados por suelo, dando como resultado un aumento en el esfuerzo efectivo y, por lo tanto, una mayor resistencia. Además, se logran los asentamientos del terreno durante la construcción y no después de su conclusión, siendo éste un factor positivo cuando la presa entra en su fase operativa.

(10%-15%) responden satisfactoriamente a pruebas como SPT o Proctor Estándar, pero que con incremento significativo de agua, disminuyen considerablemente sus propiedades. Entonces, si se construye una presa con este tipo de materiales –loes- con poca humedad, y si no se toman las medidas necesarias, al momento de saturarse puede generar problemas de asentamientos diferenciales que pueden provocar fracturas en la presa o asentamientos a lo largo del terraplén, disminuyendo la altura del bordo libre y generando un riesgo de desbordamiento.

Mecanismos de falla en cimentaciones

En cimentaciones arcillosas de gran espesor normalmente consolidadas o poco preconsolidadas, el mecanismo de falla más crítico generalmente es una superficie de deslizamiento cilíndrica, relativamente profunda, que da lugar a fallas rotacionales hacia debajo de una porción de la presa. Este tipo de falla se produce generalmente a corto plazo, ya que con el tiempo la cimentación va aumentando la

Cuadro 3. Taludes recomendados para presas construidas sobre cimentaciones saturadas de limo y arcilla (Marsal y Nuñez, 1979)

Consistencia	Número promedio de golpes por cada 30 cm a una profundidad de la cimentación igual a la altura de la presa	Grupo de suelo	Taludes para las diferentes alturas de la presa				
			24.4 m	12.2 m	9.1 m	6.1 m	3.0 m
Blanda	Menor de 4		Pruebas y análisis especiales de suelos requeridos				
Mediana	De 4 a 10.....	SM	41/2:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		SC	6:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		ML	6:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		CL	61/2:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		MH	7:1	51/2:1	41/2:1	31/2:1	3:1
		CH	13:1	10:1	7:1	4:1	3:1
Firme	De 11 a 20.....	SM	4:1	31/2:1	3:1	3:1	3:1
		SC	51/2:1	41/2:1	31/2:1	3:1	3:1
		ML	51/2:1	41/2:1	31/2:1	3:1	3:1
		CL	6:1	41/2:1	31/2:1	3:1	3:1
		MH	61/2:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		CH	11:1	9:1	6:1	3:1	3:1
Dura	Más de 20.....	SM	31/2:1	3:1	3:1	3:1	3:1
		SC	5:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		ML	5:1	4:1	31/2:1	3:1	3:1
		CL	5:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		MH	51/2:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		CH	10:1	8:1	51/2:1	3:1	3:1

En este punto se debe tener un especial cuidado, ya que existen materiales que con poca humedad

resistencia conforme se va consolidando después de la construcción de la presa.

En cimentaciones arcillosas fuertemente preconsolidadas, los mecanismos de falla críticos generalmente contienen superficies de deslizamiento planas, asociadas a zonas de debilidad. Este tipo de falla puede prevenirse si se realizan las correctas operaciones de desmonte en la cimentación, eliminado el material inadecuado para utilizarse como apoyo para el terraplén.

En cimentaciones de suelos estratificados, los mecanismos de falla más desfavorables suelen incluir superficies de deslizamiento horizontales contenidas en los estratos débiles más cercanos a la superficie.

Según Vallejo, 2002; las roturas más características en la cimentación de presas de tierra, son las siguientes:

- Roturas debido a materiales de baja resistencia que no pueden soportar la carga que les ha sido impuesta, *Figura 10a*.
- Asientos en la presa por compresibilidad de suelo blandos como producto de suelos con un elevado porcentaje de vacíos, *Figura 10b*.
- Erosión interna de los materiales de cimentación, *Figura 10c*. Este problema se da principalmente cuando no existe una adecuada consolidación por parte de los materiales de la cimentación y que, bajo el efecto del flujo de agua, se van lavando hasta formar grandes espacios internos que llevan al colapso de la presa. Como se mencionó antes, la impermeabilización que va a tener el embalse del P. H. General permite, en condiciones normales, que no suceda este tipo de problemas.

Terraplenes

Las opciones para la construcción de los diques de cierre del embalse se centran en la edificación de terraplenes o pedraplenes. Los criterios que se emiten a continuación se considerarán aplicables para ambos tipos de estructura.

En la construcción de un terraplén no se puede confiar plenamente en la aplicación de cálculos matemáticos o fórmulas para determinar la sección más apropiada, como puede hacerse con una presa de concreto. Esto se debe a las

distintas composiciones y granulometrías de los suelos y sus correspondientes variaciones en su comportamiento bajo condiciones de saturación y de carga.

La estabilidad de un terraplén se determina por su capacidad para resistir esfuerzos cortantes en superficies potenciales de

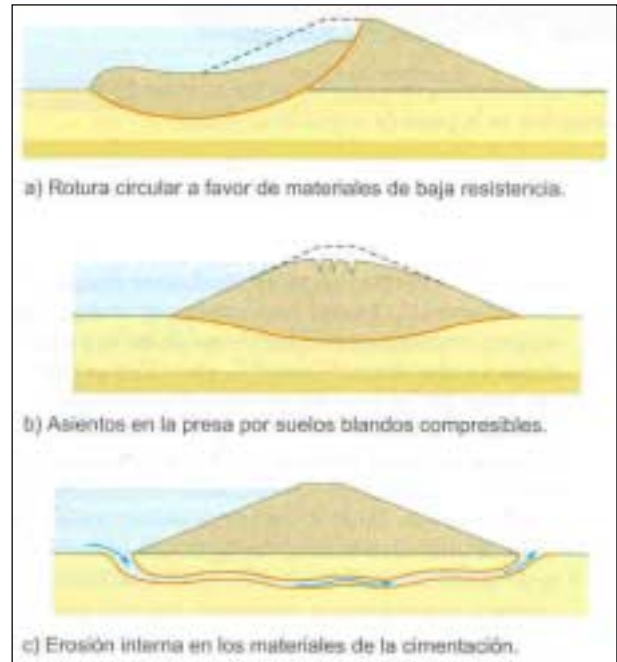


Figura 10. Rotura en presas de tierra por falla en la cimentación

falla en su interior. Estos esfuerzos cortantes provienen de las cargas externas aplicadas, tanto estáticas como dinámicas, y de las fuerzas internas producidas por su peso propio.

Las causas de los deslizamientos en el terraplén se deben principalmente a las presiones de poro excesivas durante la construcción, la disminución de la resistencia del suelo con el tiempo, las fuerzas de filtración, por sismo o por errores constructivos.

Las fallas por exceso de presión de poro durante la construcción generalmente afectan las presas de sección homogénea cuando el contenido de agua de compactación y la rapidez de construcción del terraplén son relativamente altos. Esta falla se puede evitar manteniendo la velocidad de construcción, dentro de valores aceptables; o colocado los materiales con contenido de agua inferior al óptimo, sin olvidar que esta acción favorece otros tipos de falla como la tubificación, los agrietamientos y la

pérdida de resistencia por saturación. Para ello, se deben realizar los análisis e investigaciones del caso. Otra opción es la colocación de drenes que aceleren la disipación de las presiones de poro.

Los deslizamientos en terraplenes de suelos granulares limpios tienden a ser muy superficiales a menos que una capa profunda en el mismo terraplén o en la cimentación sea la responsable del deslizamiento. Esto se debe a que este tipo de materiales desarrolla una gran resistencia con la compactación ya que aumenta la fricción entre los materiales, además, porque su mayor permeabilidad permite una mayor velocidad en la disipación del agua. Es por esto que los taludes de estos tipos de suelo son más inclinados que los correspondientes a los suelos cohesivos.

Es por esto que los materiales de suelos granulares o no cohesivos son más estables que los hechos de suelos cohesivos, pues tiene una mayor resistencia a la fricción y por que su mayor permeabilidad permite una mayor velocidad en la disipación del agua. Es por esto que los taludes de estos tipos de suelo son más inclinados que los correspondientes a los suelos cohesivos.

Por el contrario, en terraplenes cohesivos, los deslizamientos suelen ocurrir en superficies más profundas. Generalmente, si la cimentación no es muy resistente, el punto de salida de la superficie de falla se encuentra por fuera del pie de talud. En cambio, si la cimentación es resistente, la superficie de falla se concentrará muy cerca del éste.

Como se mencionó en secciones anteriores, el efecto de un rápido desembalse es uno de los puntos de mayor análisis en la estabilidad de las presas principalmente en las

construidas con materiales finos. Esta es una de las condiciones de estabilidad que se estudian en al construcción del Embalse del P. H. General. Los taludes recomendados para presas homogéneas de tierra se muestran en el Cuadro 4. Los casos A y B mencionados en este cuadro, no corresponden a ninguna división en particular simplemente se utilizan para diferenciar los dos tipos de las secciones mencionadas.

Complementariamente, la disminución de resistencia en el terraplén con el paso del tiempo puede producir deslizamientos cuando el material ha sido compactado con contenidos bajos de humedad y con tendencias a perder resistencia al saturarse. Pueden presentarse tanto en taludes aguas arriba como aguas abajo.

Detalles del Terraplén

La corona

El ancho de la corona depende principalmente de los materiales que se utilicen, de la altura del terraplén, de la posible necesidad de utilizarla como una vía de circulación y por supuesto, de su factibilidad para construirla (depende de la maquinaria disponible). Se sugiere, de forma empírica que el ancho de la corona, para presas de tierra, sea como mínimo:

$$w = \left(\frac{z}{5} + 10\right) * 0.3048 \quad (\text{Diseño de presas pequeñas, 1983})$$

en donde:

$$w = \text{ancho de la corona} \quad (\text{Marsal y Nuñez, 1979})$$

Caso	Tipo	Propósito	Sujetas a desembalse rápido ¹	Clasificación de los suelos ²	Talud de aguas arriba	Talud de aguas abajo
A	Homogénea u homogénea modificada	Regulación o almacenamiento	No	GW, GP, SW, SP GC, GM, SC, SM OL, ML CH, MH	No adecuado 21/2:1 3:1 31/2:1	No adecuado 2:1 21/2:1 21/2:1
B	Homogénea modificada	Almacenamiento	Sí	GW, GP, SW, SP GC, GM, SC, SM OL, ML CH, MH	3:1 31/2: 4:1	2:1 21/2: 21/2:1

¹Velocidades de desembalse de 15.2 cm o más después de periodos prolongados de almacenamiento a niveles elevados en el vaso.
²Los suelos OL y OH no se recomiendan para las porciones mayores de las presas de tierra homogénea. Los suelos Pt son inadecuados.

Cuadro 4. Taludes recomendados para presas de tierra homogéneas construidas sobre cimentaciones estables.

z = altura máxima de la presa en pies medida desde el fondo el fondo.

Para facilitar su construcción, se recomienda usar un ancho mínimo de 3.65 m (12 pies) y canalizar de manera adecuada el agua de llegue a su superficie –producto de lluvias- de modo que estas aguas escurran hacia el embalse.

El bordo libre

El bordo libre normal es la distancia vertical entre la corona y el nivel normal de agua dentro de la presa. El bordo libre mínimo es la diferencia entre la corona y el nivel máximo de agua esperado. Su objetivo es evitar el desbordamiento por el efecto de las olas u otros factores que incrementen el nivel de agua de forma violenta. Además proporciona un factor de seguridad contra un asentamiento de la presa mayor al previsto, al mal funcionamiento del vertedor o a diferencias

Cuadro 5. Distancias de bordo libre.

Fetch, en Km	Bordo libre normal en metros	Bordo libre mínimo en metros
Menor de 1.6.....	1.2	0.9
1.6.....	1.5	1.2
4.0.....	1.8	1.5
8.0.....	2.4	1.8
16.0.....	3.0	2.1

de niveles producto de problemas constructivos.

Las distancias de recomendadas de bordo libre se muestran en el *Cuadro 5*, donde *Fetch* es la distancia con la que el viento puede actuar sobre una masa de agua.

Protección del talud aguas arriba

Los tipos de protección van a variar dependiendo de la función de la presa, de su geometría y de la inversión que esto amerite. Los taludes aguas arriba deben protegerse principalmente contra el efecto del oleaje.

Enrocamiento

Normalmente se coloca una capa de enrocamiento desde el nivel de corona, hasta una distancia una distancia segura por debajo del nivel mínimo del agua. Este tipo de protección se considera adecuado cuando las pendientes de los taludes no son muy pronunciadas.

Revestimiento de concreto

Otro tipo de protección es el recubrimiento de las paredes con una capa delgada de concreto –normalmente se utiliza concreto lanzado-. Este procedimiento resulta poco efectivo cuando se esperan asentamientos considerables después de terminada la construcción de la presa.

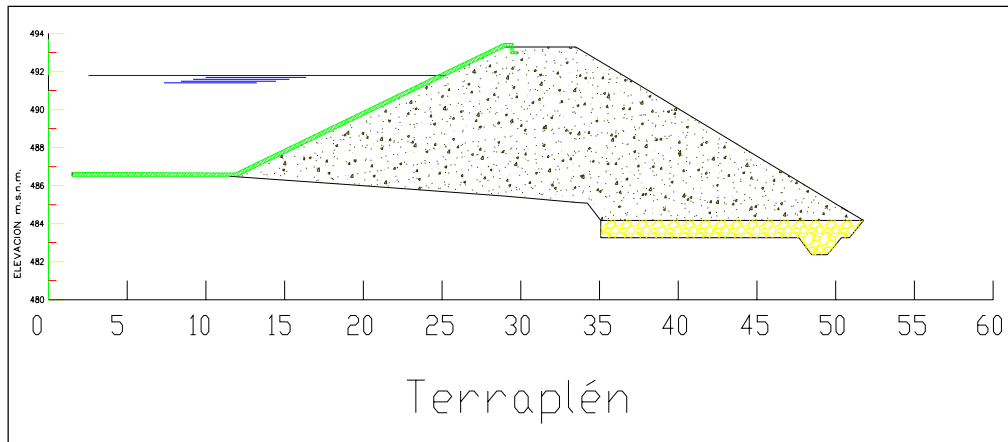
Geomembrana (ver Anexo III)

Su función además de proteger las paredes del talud, también impermeabiliza toda la presa. Esto se logra forrando las paredes y el fondo del embalse.

Uno de los principales inconvenientes es el costo de la inversión. Además, se debe tener mucho cuidado en su proceso de colocación y en la etapa de operación de la presa, ya que cualquier daño que sufra puede generar condiciones desfavorables como la saturación de los materiales, filtraciones, presión intersticial y todos los problemas geotécnicos que de esto se derivan (tubificación, erosión interna, ect).

Como se ha mencionado anteriormente, en el embalse del P. H. General se va a colocar este tipo de material pero también se contempla la construcción de un drenaje en el pie de talud aguas abajo, favoreciendo la seguridad de la estructura. En la *Figura 11* se muestra la geometría típica de los diseños iniciales de la sección del dique. Se contempla el drenaje (pie de talud aguas abajo y la geomembrana en el talud aguas arriba).

Protección del talud aguas abajo



excavación o las fuerzas externas que deben ser aplicadas para lograr el factor de seguridad requerido. Estos análisis de estabilidad se basan en un planteamiento físico-matemático en el que intervienen las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras que actúan sobre el

Este talud debe protegerse contra los efectos del viento y la lluvia, los cuales pueden provocar

Figura 11. Sección inicial del dique de cierre

erosión del terreno y filtraciones en el interior de éste. Normalmente se recomienda colocar una capa de grava para evitar la erosión. Además, para eliminar las filtraciones se recomienda sembrar pasto y construir una cuneta en el pie del talud, así como contracunetas en las paredes para captar las aguas que corren por superficie del talud.

talud y que determinan su comportamiento y condiciones de estabilidad.

Los métodos de análisis de estabilidad más utilizados son los de *Equilibrio Límite*, los cuales analizan el equilibrio de una masa potencialmente inestable, y consisten en comparar las fuerzas asociadas al movimiento de esta masa con las fuerzas resistentes que se oponen al mismo a lo largo de una superficie de falla establecida. Se requiere evaluar varias superficies potenciales de falla hasta determinar cual de ellas tiene el menor coeficiente de seguridad. Estos coeficientes se comparan con valores establecidos –por la práctica–, que dependen principalmente de la importancia del talud y su carácter temporal o definitivo, entre otros. Para presas de materiales sueltos, se recomiendan los factores de seguridad mostrados en el *Cuadro 6*.

Análisis de Estabilidad de Taludes en Terraplenes

Como se ha mencionado anteriormente, la estabilidad de un talud depende de varios factores tales como el tipo de suelo, su geometría, y el efecto del aguas y cargas externas, entre otro. Todos estos factores pueden provocar en alguna medida inestabilidad y posterior falla del talud. Por esto es importante realizar un adecuado análisis de las condiciones a las que está expuesto el talud y elegir un coeficiente de seguridad adecuado.

El método que se va a utilizar en el análisis de estabilidad tanto de los *taludes de corte* como de los *diques*, es el *Método de Bishop* (se describe en *Oteo, 1994*). Para realizar los cálculos de una manera más rápida y eficiente, se hará uso del programa STEDWIN, el cual permite montar la geometría del talud, las características del material que lo compone, así como las condiciones de cargas a las que va a estar sometido.

Los análisis permiten definir la geometría de la

Cuadro 6. Factores de seguridad mínimos recomendados para presas de materiales sueltos

Caso N°	Condición del diseño	F.S. mínimo	Comentarios
I	Fin de construcción.	1.3	Taludes aguas arriba solamente.
II	Desembalse máximo desde el nivel máximo.	1.0	Taludes aguas arriba solamente.
III	Desembalse rápido desde nivel del vertedor.	1.2	Taludes aguas arriba solamente.
IV	Flujo estable a nivel medio.	1.5	Taludes aguas arriba solamente.
V	Flujo estable con nivel máximo.	1.5	Taludes aguas abajo solamente.
VI	Sismo (Casos I, IV y V)	1.0	Taludes aguas arriba y aguas abajo.

Construcción de Presas de Tierra

Luego de haber realizado los diferentes estudios del terreno, de analizar las características de los materiales y de obtener un diseño satisfactorio que cumpla con las necesidades del proyecto que se pretende desarrollar, comienza una de las etapas finales en el proceso constructivo de las presas de tierra. La etapa constructiva viene a poner en práctica todos los criterios utilizados y de ésta depende la culminación del proyecto.

La construcción de terraplenes involucra una serie de profesionales que deben realizar trabajos con maquinaria pesada, topografía, inspección y dirección de las obras. Es responsabilidad ellos asegurarse de que el trabajo se ejecute de acuerdo con las especificaciones. Por lo tanto, la atención cuidadosa de los detalles de construcción es tan importante como las investigaciones preliminares y su diseño.

Para el control de los trabajos de compactación se requieren los servicios de un laboratorio, ya que constantemente se van a estar realizando pruebas que comprueben la calidad de las obras en comparación con las especificaciones de diseño.

Este proceso se compone principalmente de los siguientes pasos (La maquinaria más común que se utiliza en los primeros cuatro pasos se muestran en la *Figura 12*):

- Extracción del material de la zona de préstamo, ya sea de un sitio de corte cercano o de una cantera determinada, con la maquinaria adecuada (retroexcavadoras, palas, etc).
- Transporte del material hasta la obra, sin que sufra alteraciones considerables (vagonetas, articuladas, dumpers, trailllas, etc).
- Colocación y extensión del material en el sitio donde se va a construir la estructura (con palas, vagonetas de volteo, trailllas, etc).
- Compactación del material ya extendido siguiendo el criterio común de lograr una

densidad establecida de sólidos, con una humedad adecuada, por medio de pasadas reiteradas de la maquinaria.

Desmante

En la zona donde se va a ubicar la presa se debe *limpiar* adecuadamente, eliminando árboles, raíces y escombros producto de las terracerías para preparar la cimentación. Todos estos materiales deben botarse y llevarse hasta las escombreras habilitadas para este fin.

Se deben atender las disposiciones ambientales según corresponda, de manera que se deben respetar las regulaciones en cuanto a la ubicación de las escombreras, así como el apilamiento de materiales y la delimitación del área del proyecto.

Preparación de la cimentación

Los trabajos más difíciles de realizar en un terraplén son los que se llevan a cabo dentro del área de la cimentación y en la superficie de contacto del terreno natural con el terraplén construido.

Antes de comenzar a esparcir el material sobre el sitio de la cimentación, todo el material orgánico u otros materiales inadecuados como pasto, raíces grandes deben arrancarse y desecharse. Luego se procede con las operaciones de despalle, en donde hay que avanzar con mucho cuidado hasta tener la seguridad de haber quitado todo el material inestable.

Antes de construir la primera capa del terraplén es necesario limpiar bien la superficie de la cimentación, humedecerla y compactarla con la ayuda de un rodillo compactador para obtener una buena unión.

Para la construcción de la primera capa, se deberán emplear métodos de compactación especiales como la compactación a mano en las bolsas que no se puedan compactar con el rodillo especificado, en vez de permitir la construcción de una capa anormalmente gruesa para obtener una superficie de compactación uniforme.

Por lo general, debe evitarse el uso de suelo muy mojado para la primera capa construida sobre la

El plan de control para los terraplenes hechos con materiales cohesivos consiste en colocar el

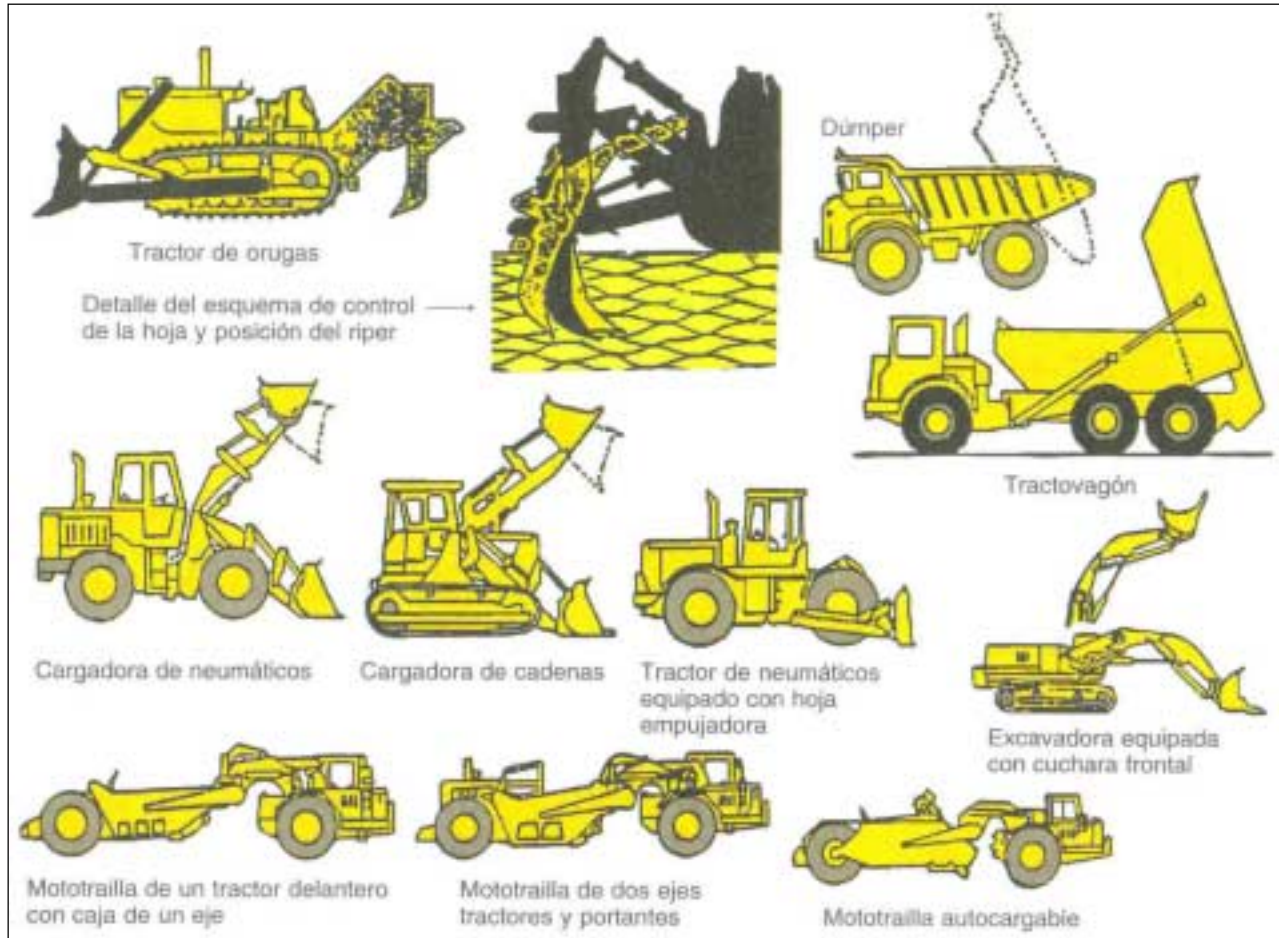


Figura 12. Tipos de maquinaria utilizadas para el movimiento de tierras (Kraemer y otros, 1989).

cimentación, en cambio, ésta debe humedecerse con cuidado. En laderas muy inclinadas e irregulares puede ser conveniente usar un material con una humedad mayor que la óptima para tener una buena unión. Sin embargo, el uso de un material así solo debe permitirse en casos especiales, y luego de haber sido revisado y aceptado por el profesional responsable.

Colocación y extendido del material

material con la densidad máxima y la humedad óptima de compactación. Son indispensables la buena inspección y las pruebas de laboratorio para llevar el debido control de la obras. La inspección en el sitio incluye el control de todas las operaciones de terracerías antes de vaciar el material. Se eligen las áreas que se van a excavar, se determinan las profundidades de corte y se estudia la zona en que se va a colocar el material.

Luego de tener controlado y debidamente tratado el sitio de la cimentación, se procede al levantamiento planialtimétrico del sitio, marcándolo tanto horizontal como verticalmente.

Después de que se han colocado los materiales en el lugar correcto con la ayuda de un tractor), se deberá verificar si tiene la humedad conveniente antes de iniciar la compactación. Si los materiales llegan al terraplén muy secos, será necesarios regarlos con agua antes o durante el

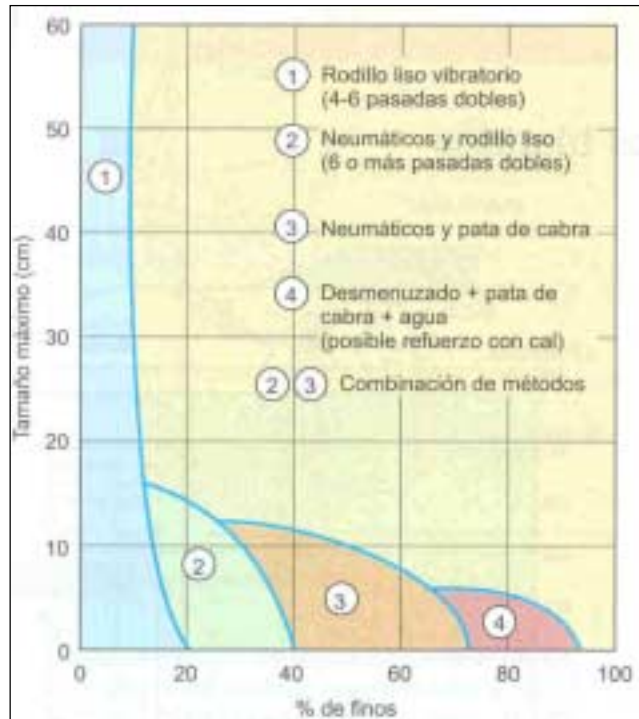


Figura 13. Recomendaciones sobre medios de compactación (Vallejo, 2002)

extendido del mismo. La manera en que se realice esta mezcla puede variar, pero lo importante es que el agua se distribuya uniformemente en la capa del material extendido antes de compactarlo.

Compactación en campo

La compactación de suelos se denomina como el proceso mecánico por el cual se busca producir masas fuertes, libres de asentamiento y resistentes al agua. Por lo general, el proceso implica una reducción rápida de la relación de vacíos y como consecuencia en el suelo ocurren cambios importantes de volumen, fundamentalmente ligados a la pérdida de volumen por aire, ya que por lo general el agua no es expulsada de los huecos durante el proceso de compactación.

La compactación es uno de los métodos más eficientes que existen para mejorar la condición de un suelo que se requiere para usar en la construcción. El objetivo principal es obtener un

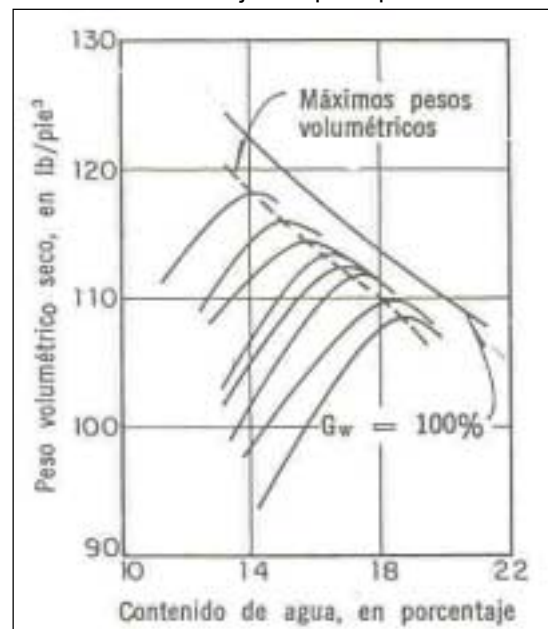


Figura 14. Diagrama de γ_d vs w para diversas energías de compactación; Marsal y Nuñez, 1979.

suelo estructurado de tal manera que posea y mantenga un comportamiento adecuado a través de toda la vida útil de la obra.

Para iniciar la compactación de las capas es necesario haber determinado el tipo de maquinaria que se debe utilizar para estas operaciones. Ésta, dependerá de algunos factores como el porcentaje de finos y el tamaño máximo de los materiales. En la Figura 13 se recomiendan algunos medios de compactación para distintas características del suelo. Este tipo de materiales, normalmente se compactan con rodillos pata de cabra o con rodillos neumáticos, aunque también pueden usarse rodillos lisos vibratorios, los cuales dan resultados muy favorables (estos últimos para el caso de compactación de materiales gruesos). Además, suelen realizarse compactaciones mecánicas en área de difícil acceso o alrededor de conductos.

Los resultados del procedimiento de compactación en campo pueden ilustrarse en un diagrama peso volumétrico seco vs contenido de agua (ver Figura 14), el cual indica que para cada energía de compactación existe un contenido de agua que permite lograr la máxima eficiencia del

equipo de compactación, o sea, que produce un suelo con un peso volumétrico seco máximo. γ_d

El diagrama también indica que todo incremento en la energía de compactación para un mismo tipo de equipo, hace que el peso volumétrico seco aumente y que el contenido de agua óptimo disminuya (significa que la curva de peso volumétrico seco vs humedad se desplace hacia la izquierda y hacia arriba).

El CR 2002 establece un método alternativo de control de compactación, que depende del índice de humedad, I_h , que se obtiene de la división entre la humedad de campo y el límite plástico del material. Este punto se

comparando la densidad seca aparente *in situ* contra un porcentaje establecido de la densidad de laboratorio, luego de haber compactado el material con la maquinaria definida, con su espesor de capa (tongada) y el número de pasadas necesarios para lograr la compactación deseada.

Método de control de compactación

Método convencional



Figura 15. Recomendaciones para estimar el espesor de tongada (Oteo, 1998).

La comprobación final se hace por el Método de control rápido o Método de Hilf (Hilf, 1957), el cual consiste en determinar el porcentaje exacto de densidad con respecto a la densidad máxima del material seco obtenida en laboratorio, y diferencia muy aproximada entre la humedad del terraplén y la

tratará con mayor detalle más adelante.

Otra tarea importante es la determinación del espesor de la capa compactada. Una capa muy gruesa no da la densidad deseada, ya que la energía aplicada no llega hasta su parte inferior, mientras que si la capa es muy delgada se durará mucho tiempo terminando las obras, lo que repercute negativamente desde el punto de vista económico. La Figura 15, establece un criterio base para establecer el espesor de la capas.

Así mismo, se debe asegurar que se den el número de pasadas especificadas, ya que de lo contrario puede disminuir de manera considerable el grado de compactación.

Para controlar la compactación de obra, normalmente se utilizan los datos de laboratorio que establecen la densidad seca máxima y la humedad de compactación óptima para un material determinado (ensayo Proctor Estándar o Proctor Modificado, Apéndice IV). Se procede

la humedad óptima de una muestra para determinar la densidad en el campo, que no requiere el conocimiento de la humedades. Entonces, si la densidad del material seco que pasa que pasa el tamiz N° 4 es superior a la mínima permitida, y si la humedad está dentro de los límites tolerables, el terraplén queda listo para tender la capa siguiente después de escarificarlo –si fuera necesario–.

Un aspecto importante dentro del control de las pruebas de laboratorio es determinar cuándo y dónde hacer las determinaciones de densidad. Estas pruebas deben hacerse:

- En las zonas donde sea dudosa la compactación.
- En las zonas donde estén concentradas las operaciones de la construcción del terraplén.
- Por cada 1500 m³ de terraplén cuando no existen zonas de dudosa compactación.

Generalmente, las zonas de dudosa compactación son las cercanas a las uniones entre zonas compactadas con rodillos y de manera mecánica, las zonas donde los rodillos dan vuelta durante las operaciones de compactación, las zonas en las que se compactan capas muy gruesas, las zonas donde existe una humedad incorrecta y aquellas en las que se han dado menos pasadas que las especificadas.

Cuando las operaciones de construcción se realicen en áreas pequeñas, de manera que se coloquen muchas capas por día, se deben realizar las pruebas de control cada tres o cuatro capas, siguiendo las recomendaciones mencionadas anteriormente.

Método alternativo (CR 2002)

Según es documento, realizado por el Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT), en el **artículo 203.12 (CR 2002)** se establece lo siguiente:

El índice de humedad (I_h) el cociente entre el contenido de humedad natural (W_n) del material sin perturbar y el límite plástico del material (L.P.), de manera que:

$$I_h = \frac{W_n}{L.P.}$$

Nota: Se entiende por material sin perturbar aquel material que no ha sido alterado por maquinaria de excavación alguna.

En zonas donde se presenten condiciones adversas del clima, por la presencia de lluvias constantes que imposibilitan la densificación de terraplenes utilizando el equipo y los procedimientos normales de trabajo para compactar terraplenes por el método de control de humedad y densidad, y cuando el suelo por usar en los terraplenes clasifique como A-5, A-6, A 7-5 y A 7-6, según el sistema de clasificación de suelos de la AASHTO M-145, se podrá utilizar este método siempre y cuando éste índice en el material de relleno no exceda el valor de 1,20, y el proceso de construcción se realice conforme se indica más adelante.

El método de construcción aplicable en este caso exige la observancia del valor de índice de humedad en el campo y, por tal motivo,

no debe trabajarse en condiciones de lluvia o de humedad que puedan exceder el valor máximo exigido del $I_h = 1,2$.

El proceso de construcción consistirá, básicamente, en el extendido del material en capas no mayores de 0.20 m, medidas antes de iniciar la operación de compactación, que consistirá en el rodamiento del equipo utilizado en la extensión y nivelación sobre toda la superficie de la capa, de tal forma que se tenga por lo menos una cobertura completa. El equipo usado en este proceso no deberá exceder una presión de contacto (rodaje-suelo) de 70 KN/m².

Las áreas de descarga y esparcimiento del material de relleno de capas deberán mantenerse separadas de aquellas que se encuentran en proceso.

Terraplén de Prueba

La determinación del espesor de las capas y el número requerido de pasadas del compactador para proporcionar al material la densidad especificada, debe realizarse en un terraplén de prueba. Los resultados conducen a curvas como la mostrada en la *Figura 16*, para un espesor de capa y humedad determinados, se establece el número de pasadas óptimo para lograr un porcentaje de compactación especificado. Otro tipo de procedimiento puede ser fijar el número de pasadas y de humedad y determinar el espesor óptimo, pero este último requiere de un mayor costo.

Usualmente, y luego de establecer el procedimiento adecuado, cuando se realicen las estructuras definitivas, se le dará más énfasis a controlar el procedimiento que el producto que se va consiguiendo. En párrafos anteriores se describió el patrón que se sigue para realizar las pruebas del *Método Hilf*. Los métodos empíricos para controlar la compactación en terraplenes es la *Prueba de la huella* (ver *Apéndice IV*), mientras que para pedraplenes y estructuras *todo en uno*, además de este método también se utiliza el *Ensayo de placa de carga* (ver *Apéndice IV*).

Según las recomendaciones del ICE, se deberá hacer un relleno de al menos treinta metros de largo, seis de ancho y deberá tener al menos cinco capas de material compactado, o las requeridas para obtener la información necesaria establecida en el diseño. Este proceso se deberá

repetir para cada tipo de maquinaria que se planea utilizar.

Métodos de compactación

Según las características del proyecto en estudio, los métodos de compactación que podrían ser utilizados son rodillos pata de cabra, rodillo de llantas neumáticas, tractores de oruga o rodillos vibratorios lisos (según el material que se utilice).

Rodillo pata de cabra

Cualquiera que sea el diseño de sus patas, hace progresar la compactación de abajo hacia arriba. En las primeras pasadas, sus protuberancias y una parte del tambor mismo penetran en el suelo, permitiendo que la mayor presión se ejerza sobre la parte inferior de la capa. Para facilitar esta acción, el espesor de la capa sin compactar no debe ser muy superior a la longitud de las patas.

Como se mencionó anteriormente, las primeras pasadas hacen su efecto en las zonas inferiores de la capa, y progresivamente se va compactando hasta llegar a su parte superior. Cuando esto ocurre, llega el momento en todo el peso del rodillo está siendo transmitido a través de las patas y se dice que el rodillo *camina* sobre el terraplén, siendo ésta la condición deseada de compactación previo a comenzar con la siguiente capa. Sin embargo, si el suelo tiene un contenido de agua relativamente alto o si la presión de las patas del rodillo es muy elevada, el tambor puede permanecer continuamente en contacto con el suelo aunque el número de pasadas se incremente.

La penetración de las patas en los momentos finales de la compactación de una capa produce una superficie escarificada, eliminando cualquier plano débil en las fronteras.

En general, se establece que, para un porcentaje de humedad cercano al óptimo, entre mayor sea el número de pasadas se dará un incremento en peso volumétrico seco. Generalmente, dicho incremento disminuye al aumentar la plasticidad (Marsal y Nuñez, 1979).

Se establece que presiones de contacto de 792.9 (115 lb/in²), o superiores permiten lograr en la mayoría de los suelos los pesos volumétricos

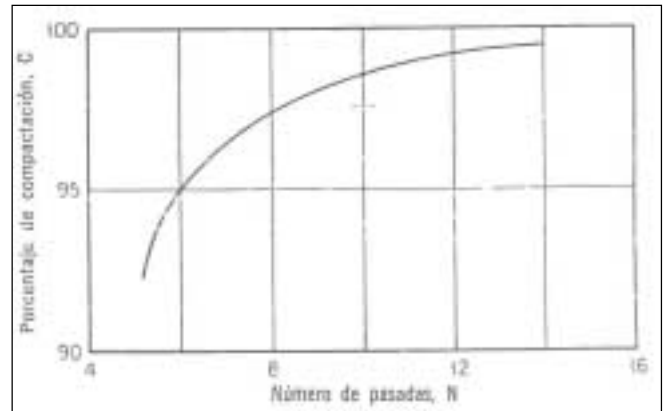


Figura 16. Variación del grado de compactación con el número de pasadas.

secos exigidos en el diseño, si el área de contacto por pata no es mayor de 90 cm² (14 in²).

Por otra parte, si bien el peso volumétrico seco máximo es independiente de la presión de contacto, el contenido de agua para el cual se obtiene dicho máximo, aumenta con la presión de contacto. Esto quiere decir que la saturación en el terraplén va a aumentar, en cuanto mayor sea el área de contacto. Por otra parte, el peso volumétrico seco crece conforme aumenta el área de contacto, para un número de pasadas dadas; pero cuidando tener una presión de contacto superior a por lo que el área de contacto debe ser la mayor posible 792.9 KN/m² (115 lb/in²).

Rodillo de llantas neumáticas

A diferencia de la acción que produce el rodillo para de cabra sobre el terreno, el rodillo neumático da un amasado menor, limitado a la porción más superficial. Es decir, la presión de contacto (igual a la de inflado) se aplica a la superficie de la capa desde la primera pasada. El acabado de la superficie de cada capa generalmente tiene la suficiente rugosidad para garantizar una adecuada liga entre ellas.

El número de pasadas para lograr la máxima compactación depende, principalmente, de la presión de inflado, la carga por rueda y el espesor de la capa. Se ha establecido (Marsal y Nuñez, 1979) que independientemente del tipo de

suelo, y para un contenido de humedad óptimo, el peso volumétrico seco alcanza un máximo con dieciséis pasadas. Sin embargo, esto no ocurriría si el contenido de agua fuera inferior al óptimo; en este caso, el peso volumétrico seguiría aumentando aun cuando el número de pasadas fuera muy grande.

En cualquier tipo de suelo, un incremento en la carga por rueda o en la presión de inflado produce un aumento en el peso volumétrico seco máximo, acompañado de una disminución en el contenido de agua óptimo. No se recomienda aumentar la presión de inflado sin aumentar proporcionalmente la carga por rueda, ya que disminuiría el área de contacto.

Rodillos neumáticos vs rodillos pata de cabra

Pruebas realizadas con ambos tipos de compactadores han demostrado que los rodillos neumáticos generan mejores resultados. A continuación, se muestran algunas ventajas en el uso de uno u otro compactador:

- En suelos residuales, el rodillo pata de cabra produce un terraplén más uniforme y más denso debido a que las presiones de contacto grandes permiten la desintegración de trozos de contacto intemperizada.
- La superficie de una capa compactada con rodillo neumático podría necesitar ser escarificada, para lograr una buena unión, mientras que el pata de cabra genera una superficie irregular idónea.
- Los rodillos neumáticos pueden compactar capas de mayor espesor y a mayor velocidad. A parte de la ventaja económica que esto implica, el mayor espesor de capa permite incluir material grueso de mayor tamaño.
- En suelos con grandes guijarros, los rodillos neumáticos permiten una distribución de esfuerzos más uniforme, en cambio que el tambor rígido del rodillo pata de cabra suele *puntear* entre tales guijarros, dejando prácticamente sin compactar el suelo intermedio.

Compactadores de alta velocidad

Son también de pisones como los anteriores, pero terminan en forma de punta de flecha, generalmente llevan cuatro tambores, uno en cada rueda y suelen llevar una hoja tipo buldózer para el extendido del material. Dada la forma de los pisones, compactan también la capa superior del material.

Por lo general se usan en obras grandes, puesto que aprovechan la velocidad hasta los 30 kilómetros por hora para que el impacto producido por los pisones, la vibración producida por el impacto, la manipulación y presión del material se sumen a la compactación.

Compactadores vibratorios.

Este tipo de compactador es utilizado para compactar materiales granulares.

Las fuerzas aplicadas contra el suelo en estos rodillos hacen que sean muy efectivos por la compactación. Emplean el principio de la redistribución de partículas que disminuye los huecos y aumenta la densidad.

Se considera que la compactación es uniforme en todo el espesor de la capa compactada por vibración. La velocidad de trabajo óptima suele estar entre los 3,2 a 6,4 Km./hora. Pueden ser de uno o de dos tambores, generalmente los de un solo tambor se suelen aplicar en suelos para capas inferiores y medias. Los de doble tambor para capas superiores y sobretodo en asfaltos.

Cuando se usan métodos vibratorios de compactación, la humedad óptima es mucho menor a la obtenida con otro procedimiento. Combinada con presión, elimina vacíos entre partículas de cualquier tipo de suelo. La vibración produce en el material una degradación estructural y de manera irreversible, por esto, en arcillas sensibles disminuye la resistencia la esfuerzo cortante.

En el *Cuadro 7*, se muestran algunas características de diferentes métodos de compactación.

Compactación de laboratorio

Existen técnicas de compactación de suelos de tres tipos:

- Por amasado
- De compactación por impactos
- Por carga estática

Para efectos de este informe, y tomando en cuenta los ensayos realizados en el laboratorio, se usará como ensayo comparativo la prueba Proctor, aunque los resultados más cercanos respecto a la compactación de campo, se obtengan con las pruebas de compactación por amasado.

Efectos de la energía de compactación

Al incrementar la energía de compactación, aumenta el peso volumétrico seco máximo y disminuye el contenido de agua óptimo. Además, cualquier incremento en la energía de compactación a un suelo con contenido de agua superior al óptimo, deforma el suelo, pero no reduce su volumen.

Un suelo compactado con cierto contenido de agua resultará con un grado de saturación mayor, en cuanto más alta sea la energía empleada en la compactación, excepto para contenidos de agua superiores al óptimo.

Cuadro 7. Características de diferentes métodos de compactación.

<i>Máquina</i>	<i>Pata de cabra</i>	<i>Neumáticos</i>	<i>Alta velocidad</i>	<i>Vibratorios</i>
Espesor de la capa en m.	0.30-0.35	0.60-0.70	0.30-0.35	0.25-0.50
Velocidad de trabajo en Km/hora.	6-10	6	12-20	3-7
Pasadas	4-5	6-9	2-3	1-2

Efecto de la fracción gruesa

Se ha establecido que al mejorar la distribución granulométrica de la fracción gruesa, el peso volumétrico seco

máximo también aumenta.

Efectos en el suelo debido a la compactación.

Efectos en el contenido de agua

El peso volumétrico seco va a ser mayor cuanto menor sea la diferencia entre el contenido de agua de compactación y el contenido de agua óptimo, y alcanza un máximo para dicho óptimo.

El grado de saturación se reduce al disminuir el contenido de agua por debajo del óptimo y si este último se encuentra por encima del óptimo, el grado de saturación es constante y relativamente alto.

Al aumentar el contenido de agua se reduce la resistencia del suelo a la deformación.

Efectos del procedimiento de preparación del suelo

Para realizar los ensayos Proctor, existe un aspecto que afecta los resultados de la compactación: la distribución del contenido de agua. Se debe tener cuidado ya que generalmente se obtienen resultados diferentes de γ_d respecto del campo, cuando se llega al contenido de agua de compactación secando el suelo o humedeciéndolo antes de realizar la prueba. Este aspecto será tratado de manera más amplia en *Análisis de Resultados*.

Propiedades mecánicas

Permeabilidad

A cualquier contenido de agua, la permeabilidad aumenta con el grado de saturación. Además, el tiempo de reposo también aumenta la permeabilidad del terraplén.

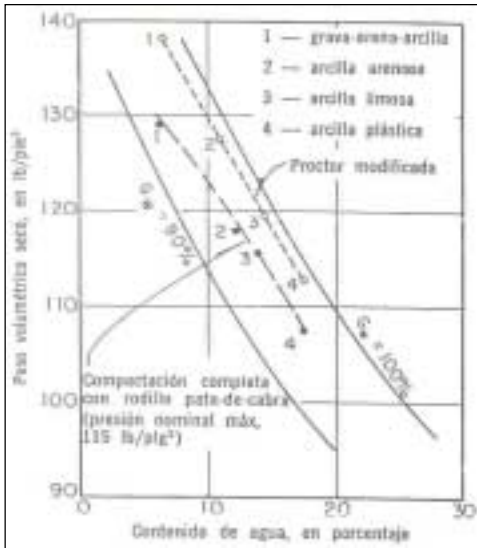


Figura 17. Comparación de líneas de óptimos de campo (rodillo pata de cabra de baja presión nominal) y del laboratorio (Proctor), HBR, 1960.

Resistencia a la erosión interna

Un suelo compactado con contenido de agua superior al óptimo, por tener mayor grado inicial de orientación de las partículas finas y menor permeabilidad que uno compactado del lado seco, es menos susceptible al desprendimiento y arrastre de partículas finas, es decir, más seguro contra problemas de tubificación.

Compactación de rodillo pata de cabra vs laboratorio

Debido a la experiencia en campo, se puede llegar las siguientes conclusiones: para presiones nominales entre 792.35 a 1722.5 KN/m², la curva de óptimos de la compactación de campo queda ligeramente a la izquierda de la correspondiente a

la Proctor (ver *Figura 17*). Además, para presiones entre 1722.5 y 3445KN/m², la línea de óptimos de la compactación de campo casi coincide con la Proctor, quedando ligeramente a la derecha de ella.

Compactación de neumático vs laboratorio

En este tipo de compactación, la curva de



Figura 18. Comparación de líneas de óptimos de campo (rodillo neumático) y de laboratorio (Proctor), HBR, 1960.

óptimos de campo se localiza en todos los casos a la derecha de la curva de Proctor, aunque se va acercando a mayor presión de inflado de las llantas, (ver *Figura 18*).

Especificaciones de Compactación

La compactación de suelos finos en la construcción de una presa de tierra debe hacerse tendiendo a lograr condiciones óptimas para el conjunto de las siguientes propiedades:

- a. Homogeneidad, entendida principalmente como la ausencia de zonas potenciales de flujo concentrado.

- b. Impermeabilidad.
- c. Baja compresibilidad, para evitar presiones de poro excesivas o distorsiones inaceptables.
- d. Alta resistencia de corte.
- e. Permanencia de propiedades (compresibilidad, resistencia al corte y resistencia a la erosión interna) en condiciones de saturación.
- f. Ductilidad suficiente para soportar asentamientos diferenciales sin agrietamiento.

La satisfacción de la condición **a** depende del

equipo de compactación usado, del rigor ejercido en el control de la compactación y de la variación de propiedades intrínsecas del suelo de una capa a otra.

El grupo de los requisitos **c** y **d** es francamente conflictivo con el de las condiciones **b**, **e** y **f**. Dados el suelo y la energía de compactación de campo, la mejor solución posible a dicho dilema es la compactación con contenido de agua muy próximo al óptimo de campo si la importancia relativa de los dos grupos de requisitos es comparable. Cuando uno de los dos grupos de requisitos en conflicto es más crítico que el otro, la especificación del contenido de agua de compactación debe modificarse en el sentido conveniente. Si las condiciones **c** y **d** son más imperiosas que las **b**, **e** y **f**, debe especificarse un contenido de agua menor que el óptimo. Si los requisitos **b**, **e** y **f** son más críticos, debe recomendarse la compactación con humedad superior a la óptima.

En cualquier caso, la decisión se tomará después de evaluar cuidadosamente en el laboratorio y en el dique de prueba el efecto de las variaciones de w con las propiedades del suelo.

Criterios de diseño (taludes de corte)

Cualquier construcción que requiera una superficie plana en una zona con pendiente, o alcanzar un nivel más profundo que el de la superficie, necesita realizar una excavación en el terreno, y por ende, conformar un talud, ya sea a

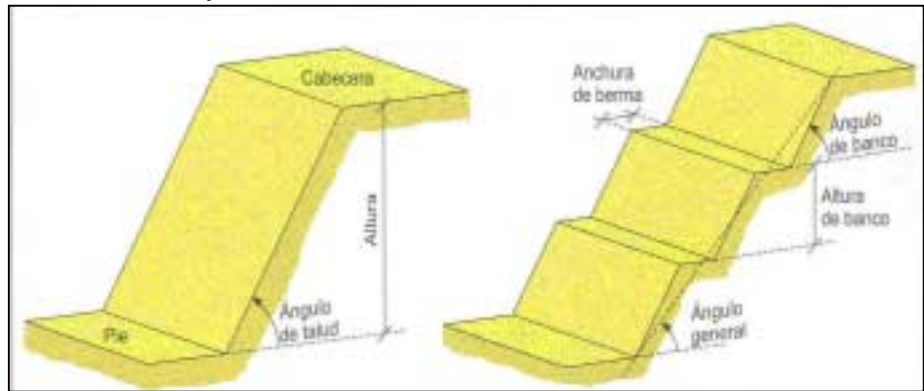


Figura 19. Talud con ángulo uniforme y talud excavado con bermas y bancos.

un solo lado, o a ambos. Éste debe construirse con la mayor pendiente posible, siempre y cuando no sobrepase aquella en la cual el terreno pierda su resistencia y estabilidad.

En el caso del talud de corte del embalse, se realizará de manera escalonada (ver Figura 19, debido a la gran altura con que se proyectan algunos cortes, en el orden de 25 m a 30 m. Esto ayudará a que la construcción del mismo sea factible, ya que la circulación de la maquinaria por la zona, necesita de suficiente espacio para maniobrar y apoyarse para así ir dándole forma al talud de acuerdo con las especificaciones e inclinaciones establecidas.

Investigaciones *in situ*

Las investigaciones del terreno donde se van realizar los cortes tienen como objetivo reconocer las características geológicas y geotécnicas *in situ*, para obtener los parámetros necesarios que permitan analizar las condiciones de estabilidad del talud y predecir el comportamiento del terreno durante la excavación.

Siguiendo los criterios de investigación antes mencionados, en el sitio del embalse se extrajeron varias muestras de suelos, algunas de

ellas de los lugares donde se realizarán los cortes. Específicamente, se realizaron cuatro calcatas y dos perforaciones (los resultados se muestran en el *Apéndice I*) con lo cual se procedió a realizar el diseño.

Factores influyentes en la estabilidad

El principal aspecto que se analiza en el diseño de taludes es la estabilidad del terreno debido a la pendiente, el cual depende de distintos aspectos tanto geológicos como hidrogeológicos y geotécnicos. Estos factores se consideran **condicionantes**, ya que están presentes en el terreno en todo momento.

Estos factores tienen que ver con la naturaleza del material que forma los taludes, de su estructura

geológica, la cual varía dependiendo del lugar. Otro factor condicionante es el comportamiento hidrogeológico de los materiales, es decir, la influencia que tiene la acción del agua sobre el comportamiento del terreno.

Según estudios previos, no se detectó ningún acuífero que pusiera en riesgo el proyecto. Por otro lado, el nivel freático está muy por debajo del sitio de cimentación, por lo que tampoco se espera que llegue a afectar la estabilidad de los taludes durante y después de su construcción.

Además, las propiedades físicas y mecánicas de los materiales son otros factores que nos condicionan el diseño de taludes. Por lo tanto, es de gran relevancia realizar los estudios del terreno pertinentes para conocer sus características y así poder conocer el comportamiento que van a tener, o si es necesario, implementar algún tipo de mejoramiento. Para este proyecto, se estima que los materiales no presenten problema al ser excavados, y que los taludes propuestos desde un inicio (del orden de 1.5:1) no van presentar problemas de estabilidad (los resultados de la estabilidad de los taludes de corte se muestran en los *Resultados*).

También, están los factores **desencadenantes**, los cuales obedecen a aquellas solicitaciones de más a las que puede ser exigido el terreno y que llegan a modificar sus propiedades originales. Pueden ser las sobrecargas estáticas o las cargas dinámicas. En el caso de las primeras, son todas aquellas cargas de más a las que voy a someter la resistencia del talud (edificios, caminos, etc), mientras que las cargas dinámicas se refieren a los sismos los cuales generan

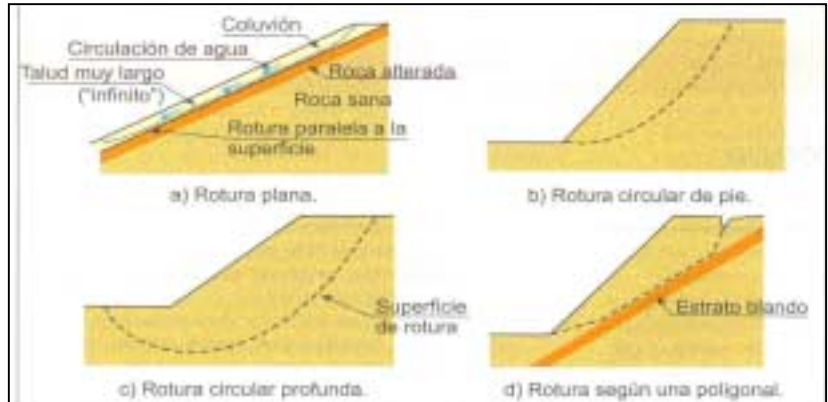


Figura 20. Tipo de superficie de rotura en suelos.

reacciones en los taludes difíciles de predecir. Hay que agregar además, las condiciones climáticas que varían de alguna u otra manera durante el tiempo y que principalmente, por la acción del agua y el viento, se pueden presentar graves problemas de erosión e inestabilidad.

Tipos de rotura

El sitio del embalse está constituido principalmente por suelos de origen volcánico, lahares y rocas muy fracturadas, por lo que se podría esperar que los taludes fallaran, siguiendo un comportamiento de un talud constituido por suelo y no por un macizo rocoso. Generalmente, cuando un talud hecho en suelo falla, lo hace por una superficie curva, la cual va a variar de acuerdo a la estratigrafía del talud. Puede ser una superficie plana, si el talud está formado por varios estratos bien diferenciados. La superficie de falla puede ser circular, con inicio en el pie del talud o separado de este, cuando el terreno es homogéneo. Las fallas en los taludes antes descritas se pueden ver en la *Figura 20*.

Medidas de protección superficial

Es importante una vez constituida la excavación del talud, proveer algún tipo de medida preventiva para evitar problemas en su superficie, que puedan generar desgaste, erosión y hasta desprendimientos de una parte de éste. Estas medidas consisten en la protección de las paredes del talud mediante la instalación de mallas metálicas, geotextiles o la siembra de alguna especie de planta, que sirvan para impermeabilizar sus paredes.

Cuadro 8. Criterio general de ripiabilidad basado en la velocidad de ondas sísmicas	
Velocidad de onda (m/s)	Excavabilidad
< 1.5	<i>Rocas excavables con mototraillas, excavadoras o tractores. No precisan voladura.</i>
1.5 – 2.0	<i>Ripiado fácil. Algo difícil para excavadoras.</i>
2.0 – 2.5	<i>Ripiado algo costoso. Voladuras ligeras.</i>
2.5 – 3.0	<i>Voladuras ligeras.</i>
> 3.0	<i>Voladuras importantes.</i>

Excavación de Taludes

La excavación de un talud requiere la utilización de medios mecánicos o de voladuras. La selección del método de excavación depende básicamente de la facilidad para extraer los materiales, de las dimensiones y geometría ésta y del rendimiento de la maquinaria. Para excavación en suelos, el principal método es el

uso de *pala excavadora*, maquinaria que puede penetrar el suelo con facilidad. Además, su movilidad es eficiente en espacios cerrados –al poder girar sobre su propio eje- lo que mejora el proceso. Adicionalmente, se debe contar con varias *vagonetas* o con *articuladas*, para sacar el material que se excava.

No se va a profundizar mucho en los métodos de excavación en roca, pues el material del sitio del embalse varía entre suelo limoso a roca muy fracturada, en donde las condiciones de excavabilidad se consideran favorables. Para excavar rocas, usualmente se utilizan ripiadoras o voladuras. Las ripiadotas son tractores de oruga a los cuales se les acondiciona un escarificador que tiene la función de penetrar en la roca, y conforme éste avanza, la roca se va desgarrando.

El criterio que normalmente se utiliza para determinar el tipo de maquinaria que se debe utilizar para cortar el terreno de denomina ripiabilidad, es decir, la capacidad con que puede ser excavado una roca por medios mecánicos sin utilizar explosivos. La ripiabilidad se asocia con la velocidad de onda sísmica, que se propaga longitudinalmente por el terreno, producto de los estudios de geoficos. La velocidad de estas ondas refleja el grado de compacidad, alteración o fracturación, de los materiales. La maquinaria que debe ser utilizada en la excavación del sitio del embalse se define en Resultados. En el *Cuadro 8* se muestran algunos criterios generales de ripiabilidad (*Vallejo, 2002*).

Resultados

Para llegar a obtener el criterio necesario en la formulación de posibles soluciones al problema planteado, fue necesario llevar a cabo varias etapas. La forma de operar –y que se va a reflejar en este capítulo- es la siguiente:

- Se realizó el estudio de suelos con muestras extraídas de la zona del embalse con el objetivo de establecer resultados propios acerca de las características de los materiales.
- Se revisaron los diseños de los diques de cierre bajo los parámetros de diseño iniciales y también bajo las condiciones de campo, para determinar las diferencias entre una condición y otra.
- Se muestran los resultados del análisis de estabilidad tomando en cuenta el uso de grava bien graduada, en vez del suelo del sitio del embalse. Para esta condición se analizaron dos geometrías diferentes.
- Se muestran los resultados del análisis de los taludes de corte.

Estudio de Suelos

Las muestras analizadas se extrajeron del sitio del embalse el 4 de marzo del 2004. Se realizaron dos gavetas, una localizada en la zona cercana a los taludes de corte y la otra cerca del sitio donde se construirán los diques (ver *Figura 21*). La condición del tiempo era parcialmente nublada y no llovía desde hacía un día atrás – tampoco llovió en el momento de extraer la muestras, cerca de las doce mediodía-.

Para obtener la humedad de campo se tomaron muestras a diferentes profundidades dentro de la gaveta. El material que se utilizó para el resto de las pruebas se recogió en el fondo de la gaveta, pues la retroexcavadora

barrió la pared de ésta, al mezclar los materiales de todo lo alto de la pared. Podemos decir entonces que los materiales con que se hicieron los ensayos de laboratorio son una mezcla a lo largo de la profundidad de cada gaveta. Las



Figura 21. Ubicación de las Gavetas.

características apreciadas visualmente de los materiales son las siguientes:

- Gaveta 1 (G1): Suelo fino de color café rojizo hasta una profundidad de 5.90 m.
- Gaveta 2 (G2): Una capa de 2 m grisácea a



Figura 22. Excavación de G2.

café oscuro y una segunda capa amarillenta un poco clara hasta una profundidad de 4.0 m. En la *Figura 22* se muestra la pala

excavadora realizando las operaciones de excavación en la G2.

Este mismo día, las muestras fueron llevadas hasta el laboratorio de suelos del CIVCO en el las instalaciones del Instituto Tecnológico de Costa Rica, en Cartago en donde se realizaron las diferentes pruebas de laboratorio que se resumen en *Cuadro 9*.

Con el visto bueno de los encargados del laboratorio, las pruebas las realicé personalmente, durante los meses de marzo y abril del presente año. Los resultados se resumen en el *Cuadro 10*.

Cuadro 9. Ensayos de Laboratorio	
Descripción	Ensayo
Muestreo de campo	ASTM D 420 y D 1452
Contenido de Humedad	ASTM D 2216
Pasando la malla #200	ASTM D 1140-00
Límites de Consistencia	ASTM D 4318-00
Clasificación	ASTM D 2487
Proctor Estándar	ASTM D 698-00a
Compresión Inconfinada	ASTM D 2166-00

Es importante aclarar que las pruebas de límites de consistencia, gravedad específica, lavado en la malla #200, prueba Proctor y compresión inconfinada en que se utilizó material seco al aire, se hicieron con una humedad en el

Cuadro 10. Resultados del Estudio de Suelos (material seco al aire)		
Característica	G1	G2
Clasificación SUCS	MH	MH
LL	52.5	52.45
IP	10.19	16.05
P200	83.09	82.85
% w natural	De 45 a 66	De 45 a 62
Peso unit. Húm, KN/m ³ (campo)	17.39	13.75
Gravedad Específica	2.78	2.71
qu, KN/m ² de campo	84.7	-
qu, KN/m ² de laboratorio	138.8	147.9
Densidad máx, KN/m ³ (seca)	13.01	12.92
Humedad óptima, %	35.79	35.77

momento del ensayo de entre 9.5% y 14%, ya que si el material estaba muy húmedo, el manejo del mismo se hacía difícil e intratable (sobre todo para la preparación de las muestras para los ensayos en que había que tamizar el material, para cumplir con lo dispuesto en las normas).

En las *Figuras 23 a 25*, se muestran diferentes momentos durante la realización de las pruebas en el laboratorio.



Como se mencionó anteriormente, las muestras de humedad se tomaron a diferente profundidad en cada gaveta. Para G1, la humedad aumentaba con la profundidad, mientras que para G2, disminuía con ésta.



Figura 24. Prueba de compresión inconfinada. Pastilla remoldeada.

La clasificación de ambos suelos (MH) nos muestra un limo de alta plasticidad, pero con los límites líquidos muy cercanos a 50, siendo ésta la línea divisora entre suelos MH y ML.

Se tomaron muestras semialteradas, para realizar la prueba de compresión inconfinada, pero la muestra correspondiente a G2 estaba

muy blanda, por lo que no fue posible siquiera hacer la pastilla.

Uno de los aspectos más importantes se evidenció con los valores de la humedad óptima, ya que está muy por debajo –para G1 y G2- de la humedad de campo.



Figura 25. Determinación de la gravedad específica de sólidos

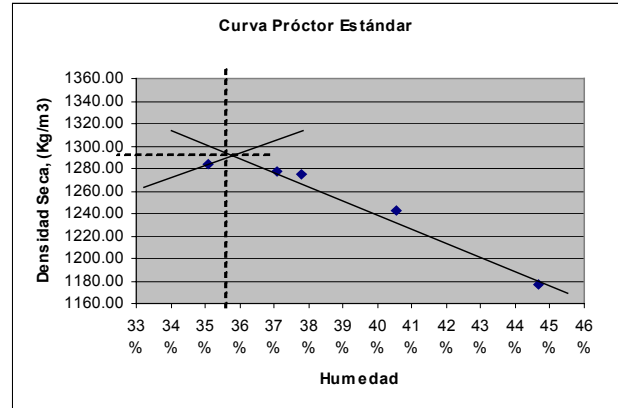


Figura 27. Curva Proctor Estándar, Gaveta 2 (humedad óptima 35.77%)

Debido a su relevancia, los resultados de la prueba Proctor Estándar, se muestran en la *Figura 26* y *Figura 27*. Incluso, esta prueba se repitió (para G1) con la intención de comprobar el resultado inicial, dando resultados muy parecidos –con variaciones menores al 1%-, tanto en humedad como en peso volumétrico seco (el resultado en la tabla es el promedio).

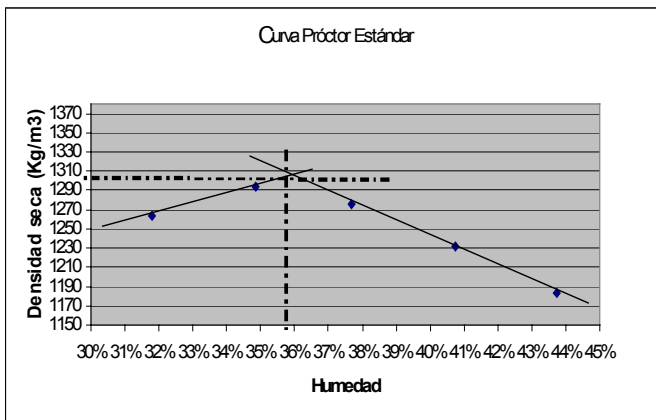


Figura 26. Curva Proctor Estándar, Gaveta 1 (humedad óptima 35.80%)

Revisión de Diseños Iniciales

A continuación, se muestran los resultados de la revisión del análisis de estabilidad de los diques de cierre.

Diques de cierre

El modelo utilizado en el análisis muestra en el la *Figura 28*.

En el *Cuadro 11* se muestran los parámetros de diseño utilizados para realizar el análisis de estabilidad utilizando el software PCSTABLE6. El $\gamma_{húmedo}$ se refiere al peso volumétrico del material a una humedad de campo representativa. Así mismo, el $\gamma_{saturado}$ es el peso volumétrico en el cual el material se encuentra saturado.

Suelo	$\gamma_{húmedo}$ (KN/m ³)	$\gamma_{saturado}$ (KN/m ³)	Cohesión (KN/m ²)	Ángulo de fricción
Terraplén	17.2	17.72	50	26
Limo suave	17.2	17.4	40	10
Limo mediano	16.8	16.8	20	25
Limo firme	17.5	17.5	100	16

Resultados de pruebas triaxiales en calicatas

Los resultados del PCSTABLE6 de los factores de seguridad se muestran a continuación (*Cuadro 12*).

Dirección	Condición	Factor de Seguridad		
		Fin de la construcción	Desembalse rápido	Embalse lleno
Talud aguas arriba	Estático	2.4	2.55	5.04
	Sismo (0.2 h, 0.05 v)	2.10	-	2.06
Talud aguas abajo	Estático	1.78	2.44	3.64
	Sismo (0.2 h, 0.05 v)	1.62	-	1.61
FS recomendados		1.3	1.0	1.5

en caso de sismos, el factor de seguridad es de 1.0 para todos los casos.

PCSTABLE6

Los parámetros de los materiales que se muestran en el *Cuadro 13* se utilizaron para realizar el análisis de estabilidad del dique simulando las condiciones reales del sitio, en cuanto a la presencia de una elevada humedad de campo.

Cuadro 13. Datos de la cimentación y del terraplén simulando las condiciones en el campo				
Suelo	$\gamma_{húmedo}$ (KN/m ²)	$\gamma_{saturado}$ (KN/m ²)	Cohesión (KN/m ²)	Ángulo de fricción
Terraplén simulando condiciones de campo	15.0	15.5	5	15
Limo suave	17.2	17.4	40	10
Limo mediano	16.8	16.8	20	25
Limo firme	17.5	17.5	100	16

El resultado de los análisis de estabilidad, utilizando el programa PCSTABLE6 se muestra en el *Cuadro 14*. Se aclara que la geometría utilizada es la misma que la del diseño original.

Cuadro 14. Resultado del análisis de estabilidad simulando las condiciones reales de campo.

Dirección	Condición	Factor de Seguridad		
		Fin de la construcción	Desembalse rápido	Embalse lleno
Talud aguas arriba	Estático	1.58	1.23	1.45
	Sismo (0.2 h, 0.05 v)	0.80	-	0.83
Talud aguas abajo	Estático	0.96	0.85	1.10
	Sismo (0.2 h, 0.05 v)	0.63	-	0.50
FS recomendados		1.3	1.0	1.5

en caso de sismos, el factor de seguridad es de 1.0 para todos los casos.

Pedraplén

Se pretenden realizar los correspondientes análisis de estabilidad de los diques utilizando grava bien graduada y bajo dos condiciones, las cuales se muestran en el Cuadro 15. Los modelos utilizados se exponen en la Figura 29 y 30.

Cuadro 15. Características geométricas de los pedraplenes				
Tipo	Talud aguas arriba	Talud aguas abajo	Volumen aprox. comp. (m3)	Variación (%)
Pedraplén 1	2.5:1	2:1	75600	-
Pedraplén 2	2:1	1.75:1	61200	23.5

En el Cuadro 16 se muestran los parámetros de diseño usados en el análisis de estabilidad utilizando el software PCSTABLE6. El $\gamma_{húmedo}$ se refiere al peso volumétrico del material a una humedad de campo representativa. Así mismo, el $\gamma_{saturado}$ es el peso volumétrico en el cual el material se encuentra saturado.

Cuadro 16. Datos de la cimentación y pedraplén				
Suelo	$\gamma_{húmedo}$ (t/m ³)	$\gamma_{saturado}$ (t/m ³)	Cohesión (T/m ²)	Ángulo de fricción
Pedraplén	1.90	1.95	0	43
Limo suave	1.72	1.74	4	10
Limo mediano	1.68	1.68	2	25
Limo firme	1.75	1.75	10	16

En la Figura 31 se muestra la relación entre el tamaño máximo de las partículas con el ángulo de fricción interna. Para la grava que se debe colocar, se espera un ángulo de 43° para un tamaño máximo de 30 a 38 cm.

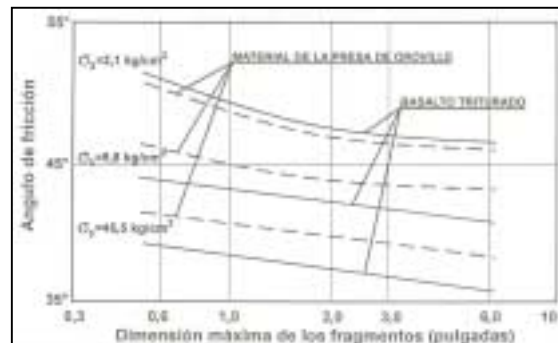


Figura 31. Efecto de la dimensión máxima de los fragmentos rocosos sobre el ángulo de fricción (Marachi y otros, 1972)

Los resultados del PCSTABLE6 de los factores de seguridad para la condición **Pedraplén 1** se muestran a continuación (*Cuadro 17*). Es importante decir que las condiciones para las cuales se modelaron los diseños corresponden a las situaciones más críticas en la estabilidad del terraplén.

Cuadro. 17. Diseño Inicial – Pedraplén 1

Dirección	Condición	Factor de Seguridad		
		Fin de la construcción	Desembalse rápido	Embalse lleno
Talud aguas arriba	Estático	2.84	2.17	3.78
	Sismo (0.2 h, 0.05 v)	1.78	-	1.76
Talud aguas abajo	Estático	2.27	2.15	2.48
	Sismo (0.2 h, 0.05 v)	1.40	-	1.19
FS recomendados		1.3	1.0	1.5

en caso de sismos, el factor de seguridad es de 1.0 para todos los casos.

PCSATABLE6

Por su parte, en el *Cuadro 18*, se muestran los resultados correspondientes para la condición del **Pedraplén 2**.

Cuadro. 18. Diseño Modificado – Pedraplén 2

Dirección	Condición	Factor de Seguridad		
		Fin de la construcción	Desembalse rápido	Embalse lleno
Talud aguas arriba	Estático	2.69	2.07	3.62
	Sismo (0.2 h, 0.05 v)	1.76	-	1.80
Talud aguas abajo	Estático	2.17	2.02	2.44
	Sismo (0.2 h, 0.05 v)	1.43	-	1.24
FS recomendados		1.3	1.0	1.5

en caso de sismos, el factor de seguridad es de 1.0 para todos los casos.

PCSATABLE6

Taludes de Corte

El modelo estudiado se encuentra en la *Figura 32*.

En el *Cuadro 19* se muestran los parámetros de diseño utilizados en el análisis de estabilidad utilizando el software PCSTABLE6. El $\gamma_{húmedo}$ se refiere al peso volumétrico del material a una humedad de campo representativa. Así mismo, el $\gamma_{saturado}$ es el peso volumétrico en el cual el material se encuentra saturado.

Cuadro 19. Parámetros de suelos usados en el análisis de estabilidad de los taludes de corte				
Suelo	γ (húmedo), KN/m ³	γ (húmedo), KN/m ³	Cohesión, KN/m ²	Áng. fricción
1	16.3	16.7	50	12
2	16.5	17.9	120	20

Resultados de pruebas triaxiales en calicatas

Los resultados del PCSTABLE6 de los factores de seguridad se muestran a continuación (*Cuadro 20*). Es importante decir que las condiciones para las cuales se modelaron los diseños corresponden a las situaciones más críticas en la estabilidad del terraplén.

Cuadro 20. Resultados de análisis de estabilidad de taludes de corte			
Localización	Vacío	Final de construcción	Vacío + sismo (0.25 H y 0.05 V)
Talud 1	3.86	3.17	1.99
Talud 2	2.81	2.28	1.65
Talud 3	2.83	2.28	1.60
Talud 4	2.11	1.65	1.27
Total	1.72	1.31	1.08

PCSTABLE6

Los taludes 1, 2, 3, y 4 se muestran en el *Apéndice IX* y se enumeran de izquierda a derecha con forme el orden de aparición.

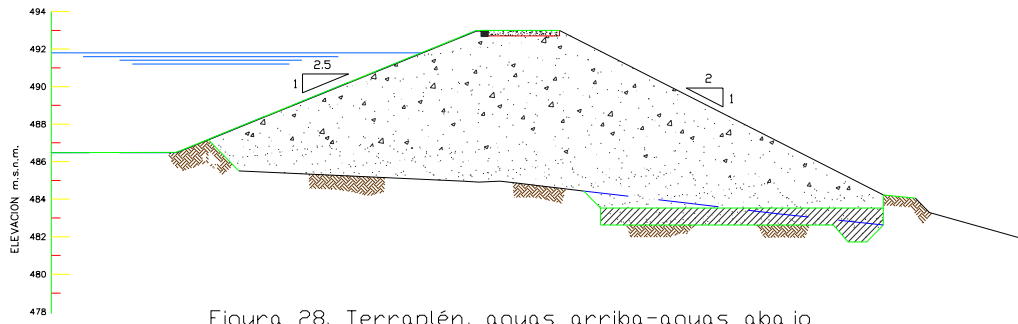


Figura 28. Terraplén, aguas arriba-aguas abajo

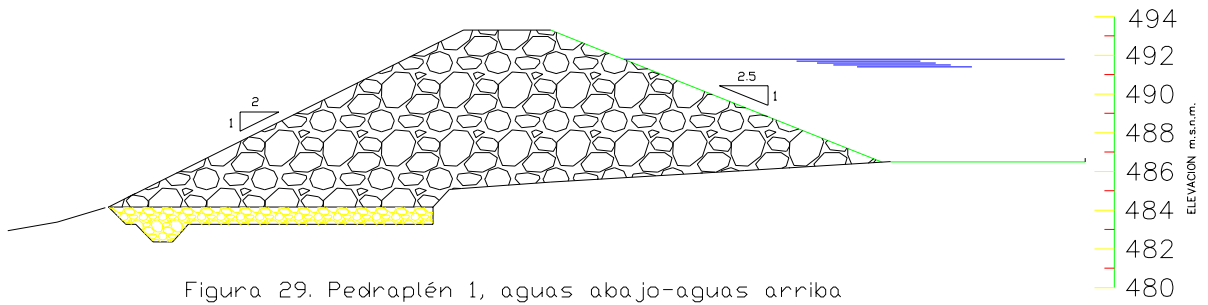


Figura 29. Pedraplén 1, aguas abajo-aguas arriba

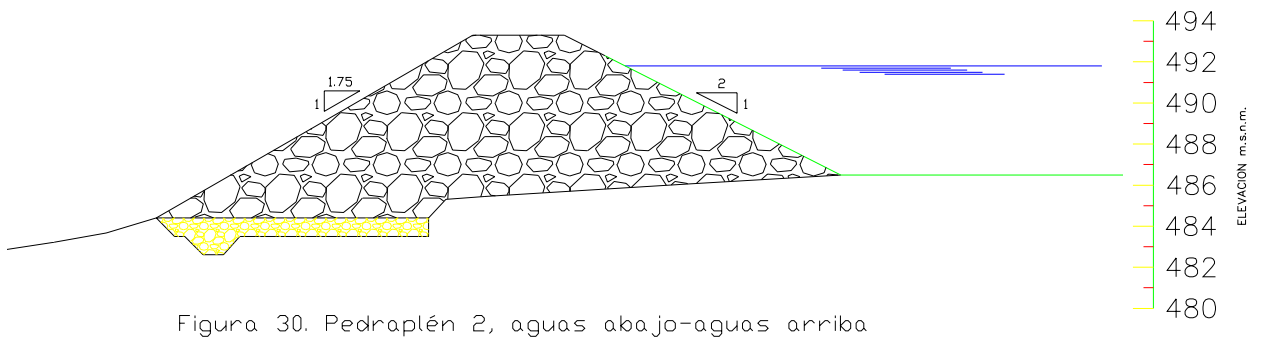


Figura 30. Pedraplén 2, aguas abajo-aguas arriba

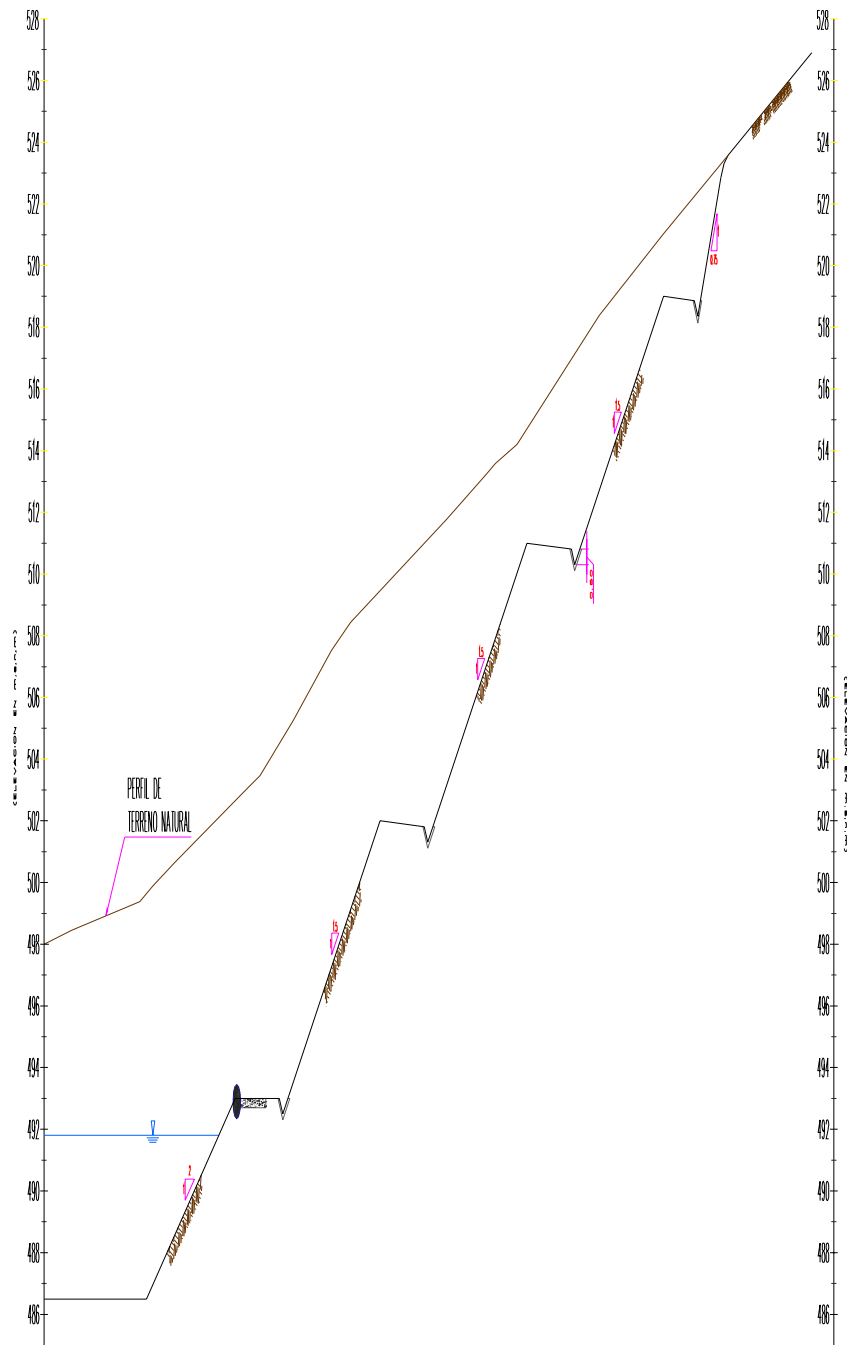


Figura 32. Sección típica de taludes de corte.

Análisis de los resultados

El análisis de los resultados abarcará primero el tema de las características de los suelos, luego las de diseño y finalmente las de construcción de las obras. Además, se agregarán algunas observaciones adicionales sobre aspectos relacionados con los puntos anteriores.

De acuerdo con los resultados de los diferentes estudios de suelos realizados en la zona del embalse, existen marcadas diferencias entre ellos. Pero, es importante ver que individualmente, mantienen resultados consistentes entre sus muestras. Esto es que para un estudio en específico, los límites de consistencia varían muy poco, al igual que la densidad en campo o los resultados de la prueba Proctor.

Esto podría hacer suponer que existe un factor determinante en el comportamiento del material que es el contenido de agua. El *E2* define las condiciones de secado al horno y en estado natural, el *E3* define que los materiales fueron secados al aire y que la humedad del material al realizar los ensayos estaba entre 9% y 14%. Pero esta situación no se aclara para el *E1*, lo cual se presta para crear confusión en cuanto a la credibilidad de los resultados de los ensayos antes mencionados.

Según *Diseño de presas pequeñas, 1983*, los suelos loess, a humedades menores a 5% presentan características favorables en pruebas como SPT o Proctor Estándar, pero que al saturarse disminuyen considerablemente sus propiedades.

Esto podría llegar a explicar el hecho de que *E2* seco al horno y *E3* presenten humedades óptimas y pesos volumétricos más favorables. Podría suponer que las pruebas de *E1* se hicieron cuando el material tenía una humedad mayor que en *E3* y menor que en *E2* estado natural, debido a que prácticamente da resultados intermedios a los dos últimos.

Comparación con estudios de suelos anteriores

Luego de ver los resultados del *Estudio 3 (E3)* en el *Cuadro 10*, se hará una comparación con los resultados del *Estudio 1 (E1)* y el *Estudio 2* (ver *Cuadro 17* y *18*, respectivamente). En la *Figura 33* se muestra la ubicación de las muestras que

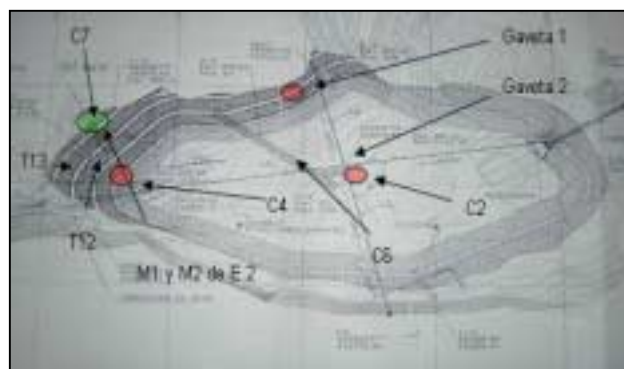


Figura 33. Ubicación de las muestras utilizadas para los estudios de suelo *E1*, *E2* y *E3*.

se sacaron para cada uno de los estudios de suelos mencionados anteriormente.

Del *E3* se puede resumir que en términos generales se encontró un limo color café, de alta plasticidad, con un gran contenido de finos; una densidad seca máxima cercana a 13.0 KN/m^3 y su respectiva humedad óptima cercana a 36%.

Del *E1* puedo decir que también presenta condiciones de humedad de campo altas, lo cual llega a comprobar que aunque se haya muestreado en diferente año y en diferente mes (*E1* se muestreó en diciembre de 1999 y en junio del 2000), las humedades no son muy variables durante el año. La cantidad de finos en todos los muestreos sobrepasan el 80% y la clasificación del suelo, aunque varía entre MH y ML, podemos

Cuadro 21. Resumen de Estudio 1						
Característica	Perforaciones		Resumen de Calicatas			
	T-13	T-12	2	4	6	7
<i>Clasificación SUCS</i>	ML	ML	-	-	MH	ML
<i>LL</i>	De 43 a N.P.	De 57 a N.P.	60	66	67	N.P.
<i>IP</i>	De 2 a N.P.	De 7 a N.P.	9	17	17	N.P.
<i>P10</i>	De 92 a 100	100	100	99	99	56
<i>P40</i>	De 90 a 99	De 93 a 100	98	97	92	55
<i>P200</i>	De 89 a 95	De 72 a 95	95	95	86	54
<i>% w natural</i>	De 44 a 55	De 48 a 65	68	63	58	52
<i>Peso unit. Húmedo, KN/m³</i>	16.70	16.60	-	-	-	-
<i>Gravedad Específica</i>	-	-	2.68	2.75	2.75	2.77
<i>qu, KN/m² de campo</i>	100	80	-	-	-	-
<i>qu, KN/m² de laboratorio</i>	-	-	250	270	130	11
<i>Densidad máx, KN/m³</i>	-	-	11.3	11.5	12.0	11.5
<i>Humedad óptima, %</i>	-	-	46.3	45.6	43	45

Anexos

Cuadro 22. Resultados de Estudio 2

Característica	Estado Natural		Secado al Horno	
	M1	M2	M1	M2
<i>Clasificación SUCS</i>	MH	MH	ML	ML
<i>LL</i>	92	82	N.P.	N.P.
<i>IP</i>	36	26	N.P.	N.P.
<i>P10</i>	-	-	-	-
<i>P40</i>	-	-	-	-
<i>P200</i>	94	92	84	87
<i>% w natural</i>	82.1	93.8	-	-
<i>Peso unit. Húmedo, KN/m³</i>	14.9	13.9	-	-
<i>Gravedad Específica</i>	2.87	2.87	-	-
<i>qu, KN/m² de campo</i>	-	-	-	-
<i>qu, KN/cm² de laboratorio</i>	-	-	-	-
<i>Densidad máx, KN/m³</i>	10.68	10.85	12.46	11.48
<i>Humedad óptima, %</i>	50.1	50.3	38.0	37.3

Anexos

ver claramente que los valores de LL son muy cercanos a 50% y el IP es muy bajo, lo cual coloca a cada una de las muestras muy cerca de la Línea A-A de la carta de plasticidad de Casagrande (ver Anexo IV) que es la línea que divide la clasificación de los suelos antes mencionados.

Respecto de los resultados de E2, se hace una importante aclaración, se divide en ensayos realizados con material seco al horno y material en estado natural.

Si comparamos los resultados de la prueba Proctor del E2 seco al horno con E3 vemos que se encuentran muy

parecidos –sobre todo en humedad la óptima-, pero varía ampliamente en la plasticidad.

Ahora, si comparamos E2 estado natural con E3, la diferencia es muy alta en límites de consistencia y en resultados de la prueba Proctor.

De igual manera, las diferencias entre las calcatas de E1 y E2 son muy marcadas en cuanto a plasticidad y en el resultado de la prueba Proctor.

Recordemos que E1 es el que se utilizó para realizar el diseño inicial de las estructuras de cierre del Embalse.

En resumen, se puede decir que el grado de secado en las muestras con que se realizaron las diferentes pruebas de los estudios de suelos podría haber influido considerablemente en sus resultados. Se muestra como entre más seco está el material, muestra resultados más favorables, no así, para las muestras más húmedas (estado natural).

En la Figura 34, se muestra la carta de plasticidad de Casagrande, pero se agrega la distribución de las diferentes arcillas, según sus características plásticas. Si comparamos la clasificación de E1, de E2 seco al horno y E3, no damos cuenta que coinciden con la ubicación de los suelos haloisíficos de los cuales se habló anteriormente.

Este tipo de suelo presenta principalmente un comportamiento variable con el agua, lo que podría generar problemas si se utilizara en la construcción de los diques de cierre. Esto por que al saturarse pierde

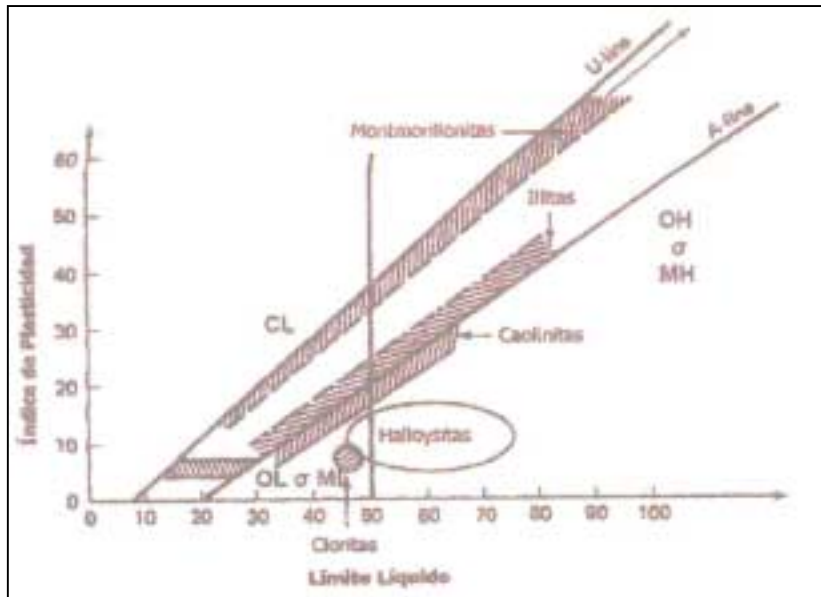


Figura 34. Ubicación de los diferentes minerales de arcillas en la carta de plasticidad.

considerablemente la resistencia al corte, ya que es un material propenso a aumentar la presión de poro, debido a la gran capacidad de retener agua. Lo anterior lo demuestra el hecho de que se tomaran muestras de humedad en campo cercanas al 90%.

El alto contenido de humedad, genera problemas constructivos. Podemos ver en el Cuadro 11, que la humedad óptima de las muestras con que se hizo el diseño original está cerca del 45%, muy por debajo de las humedades de campo (entre 68% a 52%). Podría pensarse que la solución es hacer que el material pierda humedad. El problema es que el lugar donde se ubica el P. H. General (Río Frío) es una zona altamente lluviosa durante todo el año, lo cual hace muy difícil poder secar este material a la humedad especificada para poder compactarlo.

Según Rodríguez, 2001; para limos de baja plasticidad parecidos a estos suelos, los parámetros de resistencia al corte son cohesión 62.0 KN/m^2 y ángulo de fricción, ϕ , de 32° . En este sentido, vemos que los parámetros de resistencia al corte para la cimentación están por debajo de los valores antes mencionados, tanto para cohesión, como para ángulo de fricción. Aún así, los valores de la cimentación del sitio del embalse muestran condiciones de resistencia aceptables. Acerca de la capacidad de soporte de estos limos de baja plasticidad, Rodríguez 2001,

dice "la capacidad de soporte de estos limos no es tan baja como aparenta y está determinada por los parámetros de resistencia del suelo..., se puede establecer que la cohesión y el ángulo de fricción de estos limos se deben a la interacción física y química del suelo, es decir, se produce una combinación ente el efecto friccionante de las partículas de mayor tamaño y las fuerzas de enlace de la matriz limosa".

En consecuencia, se espera que en condiciones normales de carga, el sitio de cimentación no presente grandes asentamientos durante la construcción del embalse.

Comentarios sobre la construcción del embalse

Es importante mencionar que la revisión de los diseños originales de los diques mostró resultados favorables para las condiciones establecidas inicialmente (*Cuadro 11*). Además, es importante recordar que se realizó el análisis tomando en cuenta la existencia de flujo de agua, cuando en realidad se va colocar una geomembrana que va a impermeabilizar el embalse, por lo que los factores de seguridad van a ser mayores. El problema se presenta –como se mencionó anteriormente- en la imposibilidad en el campo de poder compactar el terraplén a la densidad especificada. Por lo tanto, el diseño inicial de los diques del embalse, podría no obtenerse en el campo, por lo que se deberán considerar otras opciones en la construcción de estas estructuras, a menos que, se logre secar el material a una humedad cercana a la óptima, lo cual es muy difícil.

Aunque es conocido que el aumento en la energía de compactación conlleva un aumento en la densidad de los materiales al estar el suelo tan húmedo, este incremento no es significativo, independientemente del equipo que se utilice.

Cuadro 23. Índices de Humedad

Estudio de suelos	W campo	Límite plástico	I _h
Estudio 1	68	49	1.39
Estudio 2 (natural)	94	56	1.67
Estudio 3	66	42	1.57

Humedades de campo mayores LP menor determinado

Además, tratar de compactar un material con una humedad mayor a la óptima, repercute en un aumento en la saturación, presión de poro e inestabilidad del terraplén.

La segunda alternativa contempla el uso del mismo material en sitio, pero utilizando el método para construcción de terraplenes sin control de densidad pero con observancia en el contenido de humedad (*CR 2002*). Como bien lo dice, este método enfatiza en el control de la humedad en campo, en donde se debe cumplir que el porcentaje de humedad de campo entre el límite plástico no sea mayor a 1.2, es decir,

$I_h = \frac{W_{campo}}{LP} < 1.2$, donde I_h se define como el índice de humedad.

En el momento en que esta condición no se cumple, se debe descartar este procedimiento.

Al tener los valores de W_{campo} y límite plástico (LP) para los tres estudios realizados, se pueden determinar los índices de humedad para cada caso. Los valores de estos índices se muestran en el *Cuadro 23*.

Podemos apreciar que si tomamos la humedad de campo del E3 y el límite plástico del E2, el índice resulta por debajo de 1.2, pero mezclar los resultados de diferentes estudios de suelo sería incurrir en un error debido a que las condiciones de humedad en que fueron tomadas las diferentes muestras son diferentes – recordemos que estos materiales se ven afectados dependiendo de la humedad en que se realicen los ensayos-, además de que el lugar donde fueron tomadas las muestras también varían.

Como se puede ver en el cuadro anterior, los índices de humedad de todos los estudios considerados están por encima del mínimo permitido. En todo caso, este procedimiento de construcción del embalse no debe descartarse, ya que aunque los resultados obtenidos de I_h no cumplen, para los tres estudios de suelo, la humedad de campo y el límite plástico son muy variables, lo cual implicaría que se revise de nuevo el límite plástico, y que se determine la época del año en la cual podría cumplirse con el valor especificado (I_h<1.2). Si se implementara este método en un futuro, al no controlar la densidad en el proceso de compactación, la geometría del dique debe cambiar respecto a la de la *Figura 28*, de manera que las pendientes

deben disminuirse lo suficiente como para garantizar la seguridad en la estabilidad del terraplén (ver Cuadros 3 y 4), lo cual trae implicaciones que van más allá del alcance de este informe, como lo son el aumento en el costo de la obra, la disminución en el volumen del embalse y una mayor duración en su construcción.

Este último aspecto se desprende de la simulación realizada tomando en cuenta la geometría del diseño original, pero con propiedades del suelo semejantes a las que se encuentran en el campo (ver Figura 28 y Cuadro 13).

Según los resultados del correspondiente análisis de estabilidad, los factores de seguridad no cumplen –casi en su totalidad– los mínimos especificados, esto debido principalmente a la pérdida de cohesión y disminución en el ángulo de fricción interna del material, por la alta humedad.

Como tercera alternativa, se debe realizar una sustitución del material del sitio, por una grava bien graduada y con propiedades mecánicas favorables.

Se realizaron pruebas para dos geometrías diferentes (ver Cuadro 15) con la intención de establecer la diferencia en los factores de seguridad para ambas condiciones.

Los resultados del análisis de estabilidad se muestran en el Cuadro 17 y 18. Aunque para ambas condiciones los factores de seguridad cumplen con los mínimos establecidos, se concluye que en caso de usar grava en la construcción de los diques, se debe implementar el **Pedraplén 2**, pues se mejoraría aspectos como tiempo de ejecución y costo total de la obra.

La idea de utilizar grava va acompañada de varios aspectos importantes. Mediante esta alternativa se pueden colocar los materiales en condiciones de mayor humedad respecto a los terraplenes, debido a que la gran permeabilidad va a ayudar a abatir las presiones intersticiales que se puedan provocar en el interior del pedraplén. Además, esto hace la construcción pueda realizarse más rápidamente, debido a que la estructura no va a estar sometida a altas presiones de poro. En resumen, adoptar esta alternativa genera en el proyecto mayor seguridad, agilidad; pero también se va a dar un incremento en costo inicial.

La idea de sustituir el material del sitio del embalse por grava se pensó desde un principio, pero se propone al final, ya que es la alternativa que conlleva una mayor inversión. Sin embargo, como profesional, se debe garantizar en todo momento la seguridad y estabilidad de cualquier estructura aunque su costo sea superior.

En el Cuadro 24 se muestra un esquema comparativo entre el uso de terraplén o pedraplén en la construcción de los diques. En resumen, desde el punto de vista constructivo, la mejor opción es utilizar un material grueso bien graduado en la construcción del dique (pedraplén). Ante esto, se recomienda realizar un estudio de factibilidad complementario que tome en cuenta los efectos en el ambiente y en tiempo y costos de ejecución, para determinar desde estas perspectivas las repercusiones que podría

Cuadro 24. Cuadro comparativo terraplén vs pedraplén	
Terraplén	Pedraplén
Los taludes deben tenderse. Esto disminuye la capacidad del embalse.	Los taludes pueden construirse más empinados. Esto aumenta la capacidad del embalse.
Trabajos se realizan más rápido.	Trabajos demandan mayor tiempo de ejecución.
El costo de la inversión es menor.	El costo se incrementa.
Aprovechamiento de material.	No se aprovecha el material del sitio del embalse.
Impacto sobre el ambiente es manejable.	El impacto sobre el ambiente es mayor.
Afecta los planes iniciales de operaciones.	También afecta los planes iniciales de operaciones.
Su uso está condicionado por el clima.	No está condicionado por el clima.
Se ve afectada la seguridad de la obra.	No se afecta la seguridad de la obra.
Podría afectar el funcionamiento del P.H.	No afectaría de manera considerable el funcionamiento del P.H.

tener el proyecto.

A continuación voy a describir el procedimiento que se debe seguir para desarrollar las operaciones, tanto en las zonas de corte como en los diques de cierre.

En primera instancia, para construir taludes de corte se requiere de un gran trabajo de excavación en la ladera establecida para este fin. Se deben marcar los puntos en el terreno que delimitan las obras, para tener una guía acerca de los sectores que se deben cortar. Para las labores de corte se utiliza una excavadora de magnitud considerable (ver *Apéndice VIII*), para que el tiempo de ejecución sea aceptable. Además, se debe coordinar con las vagonetas suficientes, de modo que se garantice un ciclo fluido de excavación y extracción de materiales. Por esta razón, hay contar con caminos de acceso apropiados, para la maniobras de extracción.

Se espera que no haya problemas de excavación, ya que en el sitio está compuesto de materiales finos y rocas muy fracturadas y meteorizadas. El sentido de avance de la maquinaria va desde las partes más altas de los taludes, en dirección al embalse.

Por otro lado, en la construcción de los diques, se debe procurar al máximo, mantener una homogeneidad en las operaciones realizadas (ver sección *Construcción de presas de tierra*).

Se debe construir un tramo de prueba, para ajustar el procedimiento de compactación de los materiales, esto es, el espesor de capa y el número de pasadas necesarias para lograr la densidad requerida.

Independientemente del material que se utilice en la construcción de los diques, las primeras actividades que se deben realizar van enfocadas a preparar la cimentación. Se debe realizar el desmonte de la capa superficial (1.6 m aproximadamente) y se debe limpiar y compactar la superficie.

Si se va a usar material del sitio del embalse, se debe esparcir el material (con tractores o niveladoras) en capas no mayores a 0.20 m. Las operaciones de compactación deben realizarse con rodillos pata de cabra o tractores de oruga, que en ambos casos no superen las siete u ocho toneladas, debido a que la alta humedad del material lo vuelve de alguna manera

inestable que propician problemas de atascamiento y difícil compactación. Aunque su técnica de compactación difiera de una máquina a otra, ambas generan buenos resultados.

Si se va a construir el pedraplén, se deberá utilizar un rodillo vibratorio liso, el cual cumple la función de reacomodar las partículas gruesas. Las capas de material no deben ser mayores a 0.45 m. Preferiblemente, su peso no debe exceder las 105 KN ya que con un peso mayor a este, el material en vez de compactarse se va a triturar por las altas presiones de contacto con el rodillo.

Se deberá tomar en cuenta los aspectos mencionados en este informe, acerca del efecto que se produce en el suelo debido al contenido de agua y a la energía suministrada en la compactación, además, de los controles que deben darse para garantizar una estructura estable.

Finalmente, se debe colocar la geomembrana en las paredes del dique y en el fondo del embalse con mucho cuidado, con la intención de no dañarla. Se deberán seguir las especificaciones mostradas en el *Anexo III*.

Como complemento a las labores constructivas, se debe seguir un proceso que garantice la seguridad, tanto de las personas (ver *Apéndice III*), como de la estructura a corto y a largo plazo. Además, es importante cumplir con las disposiciones que competen a la seguridad ambiental de los alrededores al sitio en construcción (ver *Anexo V*), con el objetivo de garantizar la protección de los recursos naturales de la zona.

En resumen, este informe muestra los inconvenientes que se presentan en la construcción de las estructuras de cierre del embalse del P. H. General, producto de las características geotécnicas de los suelos haloisícos presentes en la zona. Además, no se espera que se presenten problemas en la construcción de los taludes de corte. Así mismo, se planteó la solución más apropiada que es la implementación del pedraplén –por problemas de compactación–, a menos que se realicen estudios complementarios que garanticen la calidad y estabilidad requerida utilizando los materiales del sitio del embalse.

Conclusiones

- El desarrollo de este informe ha tenido la intención de mostrar que los materiales que se utilizan en el desarrollo de un proyecto de movimientos de tierra influyen directamente en su construcción, ya que las características asociadas a éstos van a definir, en gran medida, las acciones que deben llevarse a cabo.
- Por esto, el conocimiento y la correcta interpretación de las propiedades de estos materiales deben verse reflejados en el proceso de diseño, para no incurrir en complicaciones en su etapa constructiva.
- La existencia de suelos haloisíticos de baja plasticidad en el sitio del embalse disminuye la posibilidad de su uso para construir los diques, debido a la humedad elevada que estos materiales contienen y su susceptibilidad al remoldeo.
- Las características de este suelo sumado a las condiciones lluviosas del lugar, impiden cumplir con las especificaciones inicialmente establecidas para la compactación de los diques.
- Se esperan índices de humedad ($I_h = W_{\text{campo}}/LP$) mayores a 1.2, afectados principalmente por el alto contenido de humedad en el campo. Para poder cumplir con esta disposición, el material debe utilizarse en condiciones controladas como: poca manipulación del material en la colocación y condiciones climáticas favorables en su compactación.
- Si se utiliza este material para construir los diques con las condiciones imperantes en el campo, la geometría de las estructuras debe ser modificada, tendiendo los taludes, tanto de aguas arriba como de aguas abajo.
- El uso del pedraplén en la construcción de los diques resulta ser más favorable que utilizar el material del sitio del embalse desde el punto de vista de seguridad, tiempo de ejecución y facilidad en las operaciones. En cambio, genera una mayor inversión y propicia un mayor impacto negativo hacia el ambiente.
- Para obtener resultados satisfactorios en la compactación de los diques, utilizando el material haloisítico, se debe usar un compactador pata de cabra o un tractor de oruga. La decisión dependerá de la consistencia del material al momento de compactarlo.
- En caso que se utilice la grava bien graduada, se debe implementar un rodillo vibratorio liso para la labores de compactación.
- El uso de la geomembrana evita problemas de flujo de agua y presiones de poro en el interior del dique.
- Para el caso del dique de tierra, la colocación del filtro en el pie del talud aguas abajo se hace con el objetivo de darle mayor seguridad al dique a largo plazo. Esto debido a algún daño que pueda afectar a la geomembrana.

Apéndices

APÉNDICE I. *Resultados del Estudio*
1

APÉNDICE II. *Resultados del Estudio*
2

APÉNDICE III. *Seguridad en la construcción de terraplenes*

APÉNDICE IV. *Ensayos de materiales*

APÉNDICE V. *Clasificación de suelos para terraplenes PG-3 (2000)*

APÉNDICE VI. *Clasificación francesa de suelos para obras de tierra*

APÉNDICE VII. *Enrocamientos o escolleras*

APÉNDICE VIII. *Maquinaria de operaciones*

APÉNDICE IX. *Modelos analizados con el STEDWIN (PCSTABLE6)*

Apéndice I. Resultados del Estudio 1

Los estudios de suelos *Estudio 1*, se refieren a los estudios originales que se hicieron en el sitio del Embalse. Los diseños originales corresponden al uso de la información de dicho estudio. A continuación, se resumirán los resultados más importantes.

El resultado de algunas pruebas de caracterización de suelos se muestra en el *Cuadro A1*.

Cuadro A1. Resumen de Estudio 1						
	Perforaciones		Resumen de Calicatas			
Característica	T-13	T-12	2	4	6	7
<i>Clasificación SUCS</i>	ML	ML	-	-	MH	ML
<i>LL</i>	De 43 a N.P.	De 57 a N.P.	60	66	67	N.P.
<i>IP</i>	De 2 a N.P.	De 7 a N.P.	9	17	17	N.P.
<i>P10</i>	De 92 a 100	100	100	99	99	56
<i>P40</i>	De 90 a 99	De 93 a 100	98	97	92	55
<i>P200</i>	De 89 a 95	De 72 a 95	95	95	86	54
<i>% w natural</i>	De 44 a 55	De 48 a 65	68	63	58	52
<i>Peso unit. Húmedo, KN/m³</i>	16.7	16.6	-	-	-	-
<i>Gravedad Específica</i>	-	-	2.68	2.75	2.75	2.77
<i>qu, kg/cm2 de campo</i>	1.0	0.8	-	-	-	-
<i>qu, KN/m² de laboratorio</i>	-	-	250	270	130	110
<i>Densidad máx, KN/m3</i>	-	-	11.3	11.5	12.0	11.5
<i>Humedad óptima, %</i>	-	-	46.3	45.6	43	45

La ubicación de las perforaciones y las calicatas se pueden observar en el *Anexo I*. Según los registros de estos estudios (los cuales no se incluyen en este informe), se realizaron entre diciembre de 1999 y junio de 2000.

Para el análisis de estabilidad, se hicieron pruebas triaxiales de diferentes muestras, con el objetivo de conocer las propiedades mecánicas de los materiales en las zonas donde se deben apoyar los diques. Los resultados de estas pruebas se muestran en el *Cuadro A2*.

Cuadro A2. Valores de cohesión y ángulos de fricción interna determinada mediante pruebas de compresión triaxiales consolidada y sin drenar (CU) con muestras inalteradas tomadas del suelo definido como N° 3

Muestra	Determinación 1		Determinación 2		Determinación 3	
	C, KN/m ²	Áng. fric	C, KN/m ²	Áng. fric	C, KN/m ²	Áng. fric
T-13	35	35°	68	23°	52	29°
T-14	48	24°	-	-	48	24°
T-15	51	41.5°	121	33.5°	86	38°
Promedio General	-	-	-	-	62	30°
Valor recomendado	-	-	-	-	50	25°

Análisis de estabilidad de diques de cierre

Una vez obtenidos los resultados de las pruebas triaxiales, se conformaron los datos de las principales capas que conforman el suelo, es decir, la cimentación de los diques. Estos datos se resumen en el *Cuadro A3*.

Cuadro A3. Parámetros de suelos usados en el análisis de estabilidad del dique de cierre del Embalse con base en ensayos triaxiales.

Suelo	γ (húmedo), KN/m ³	γ (saturado), KN/m ³	Cohesión, KN/m ²	Áng. fricción
1	17.2	17.7	50	26°
2	17.4	17.4	40	10°
3	16.8	16.8	20	25°
4	17.5	17.5	100	16°

Los resultados del análisis de estabilidad a partir de los datos anteriores, y usando el programa PCSTABLE4 se resumen en el *Cuadro A4*. El modelo geométrico utilizado para este análisis es el que se muestra en la *Figura A1*.

Cuadro A4. Resultados del análisis de estabilidad del dique de cierre del Embalse.

Talud	Situación del Embalse	Carga Sísmica		F. S.
		Acel. horizontal	Acel. vertical	
Aguas Arriba	Lleno	0.00	0.00	6.14
		0.25	0.15	2.74
		0.30	0.15	2.40
		0.35	0.15	2.13
		0.40	0.15	1.91
		0.50	0.15	1.56
		0.60	0.15	1.05
	Vacío	0.00	0.00	3.26
		0.25	0.15	1.88
		0.32	0.15	1.65
		0.35	0.15	1.55
		0.40	0.15	1.42
		0.50	0.15	1.21
		0.63	0.15	1.01
Aguas Abajo	Lleno	0.00	0.00	5.46
		0.25	0.15	2.69
		0.30	0.15	2.37
		0.35	0.15	2.28
		0.40	0.15	1.91
		0.50	0.15	1.59
		0.60	0.15	1.05
	Vacío	0.00	0.00	4.71
		0.25	0.15	2.28
		0.30	0.15	2.00
		0.35	0.15	1.78
		0.40	0.15	1.60
		0.50	0.15	1.35
		0.60	0.15	1.05

Análisis de estabilidad de Taludes de Corte

Los resultados de las perforaciones T12 y T13 se utilizaron para modelar las condiciones cercanas a los taludes de corte. Los datos del suelo se muestran en el *Cuadro A5*.

Cuadro A5. Parámetros de suelos usados en el análisis de estabilidad de los taludes de corte				
Suelo	γ (húmedo), KN/m ³	γ (húmedo), KN/m ³	Cohesión, KN/m ²	Áng. Fric.
1	16.3	16.7	50	12
2	16.5	17.9	120	20

Para el análisis respectivo se utilizó el método de Janbu (modificado) para la sección más alta de corte (cerca de 30 m). Los resultados de este análisis se muestran en el *Cuadro A6.*, para condiciones de embalse vacío.

Cuadro A6. Resultados del Análisis de Estabilidad de los Taludes de Corte			
Posición círculo de fallas	Carga Sísmica		Factor de seguridad
Talud Total	0	0	2.23
	0.315	0.15	1.29
	0.4	0.15	1.01
Talud 1	0	0	3.67
	0.315	0.15	1.97
	0.4	0.15	1.71
	0.5	0.15	1.48
	0.84	0.15	1.01
Talud 2	0	0	2.68
	0.315	0.15	1.56
	0.4	0.15	1.37
	0.5	0.15	1.2
	0.65	0.15	1
Talud 3	0	0	2.69
	0.315	0.15	1.61
	0.4	0.15	1.42
	0.5	0.15	1.24
	0.68	0.15	1
Talud 4	0	0	3.01
	0.315	0.15	1.79
	0.4	0.15	1.57
	0.5	0.15	1.38
	0.78	0.15	1.01

Apéndice II. Resultados Estudio 2

El *Estudio 2* se realizó con el objetivo de corroborar los valores obtenidos de las calicatas realizadas en el *Estudio 1*. A diferencia de este último, se implementó el estado de los materiales, tanto seco al horno, como en estado natural. Los principales resultados se muestran en el *Cuadro A5*.

Cuadro A7. Resultados de Estudio 2

Característica	Estado Natural		Secado al Horno	
	M1	M2	M1	M2
<i>Clasificación SUCS</i>	MH	MH	ML	ML
<i>LL</i>	92	82	N.P.	N.P.
<i>IP</i>	36	26	N.P.	N.P.
<i>P10</i>	-	-	-	-
<i>P40</i>	-	-	-	-
<i>P200</i>	94	92	84	87
<i>% w natural</i>	82.1	93.8	-	-
<i>Peso unit. Húmedo, KN/m³</i>	14.9	13.9	-	-
<i>Gravedad Específica</i>	2.87	2.87	-	-
<i>qu, KN/m² de campo</i>	-	-	-	-
<i>qu, KN/m² de laboratorio</i>	-	-	-	-
<i>Densidad máx, KN/m³</i>	10.68	10.85	12.46	11.48
<i>Humedad óptima, %</i>	50.1	50.3	38.0	37.3

Apéndice III. Seguridad en las operaciones de movimientos de tierra

El desarrollo de proyectos de esta magnitud debe realizarse con todos los cuidados del caso, ya que el tipo de actividades que se realizan propician la aparición de accidentes durante la construcción.

En general, los principales riesgos que se presentan en las operaciones de movimiento de tierra de este proyecto, según *Rodríguez 2004*, son:

- Caída de la maquinaria en los guindos en las operaciones de excavación, relleno y transporte de material.
- Atropello de las personas por parte de las máquinas.
- Caída de material que pueda lesionar a las personas. Están expuestos a este riesgo principalmente los operarios de la cuadrilla de mallas de sedimentación, pues generalmente las mismas se encuentran en una parte baja y hay maquinaria trabajando sobre ellos o muy cerca.
- Proyección de material a los operarios de retroexcavadoras principalmente, cuando no poseen cabina de seguridad.
- Golpes con partes móviles de la maquinaria (retroexcavadora).
- Riesgo ergonómico para los operarios de maquinaria, por la postura sentada durante su jornada de trabajo.
- Exposición a ruido generado por algunas máquinas, especialmente los tractores.

En lo referente a la construcción de las estructuras auxiliares del embalse (antecámara, vertederos, etc), se estima que existan los siguientes riesgos:

- Caídas de altura desde andamios, puente, en las coladas de altura de los muros.
- Riesgos mecánicos causados por el uso de herramientas de trabajo y materiales de construcción, a saber, heridas, golpes, cortes.
- Riesgo químico por la exposición al cemento y sus aditivos. Los efectos de esta exposición se dan a largo plazo y afectan principalmente al sistema respiratorio y la piel.

A continuación, se exponen las principales pautas que se deben seguir para lograr disminuir al máximo los accidentes en las construcciones de presas de tierra (terraplenes y pedraplenes):

- Durante la fase de organización de la obra, se definirán los itinerarios de la maquinaria tratando de evitar los cruces y recorridos por las vías de circulación disponibles.
- La maquinaria será revisada antes de comenzar a trabajar a en la obra, en todos los elementos de seguridad
- La circulación de vehículos se realizará a un máximo de aproximación al borde de la excavación no superior a los 3 m. para vehículos ligeros y de 4 m. para los pesados.
- Con el fin de evitar posibles accidentes durante las operaciones de extendido del material y compactación en la ejecución de terraplenes y pedraplenes, deberán quedar perfectamente definidos los puntos de vertido del material empleando además topes de fin de recorrido para las máquinas, así mismo, deberá evitarse la presencia de personas en la zona de maniobra. Para coordinar estas operaciones se dispondrá de señalistas que se situarán en zonas muy visibles y controladas. Se señalizarán los accesos y recorrido de los vehículos en el interior de la obra para evitar las interferencias.

- Para evitar los accidentes por la presencia de barriales en los caminos de circulación se procederá a su saneamiento cubriendo los baches mediante pedraplén o lastres.
- Todo el personal que maneje la maquinaria necesaria para la ejecución de estos trabajos, será especialista en el manejo de estos vehículos, estando en posesión de la documentación de capacitación acreditativa.
- Todas las máquinas que intervengan en el extendido y compactación deben equiparse con un avisador acústico y luminoso de marcha atrás.
- Cuando se tenga que circular por superficies inclinadas, se hará siempre según la línea de máxima pendiente. Uno de los riesgos más importantes es el vuelco de vagonetas en el momento de levantar totalmente la caja, para ello se debe asegurar que esta acción se realice en un terreno perfectamente horizontal.
- Se prohíbe sobrecargar los vehículos por encima de la carga máxima admisible que llevarán siempre escrita en lugar visible.
- Se prohíbe el transporte de personal fuera de la cabina de conducción y/o en número superior a los asientos existentes en el interior.
- Se deben regar periódicamente los tajos, las cargas y cajas de camión, para evitar las polvaredas (especialmente si se deben transportar por vías públicas, calles o carreteras, donde se colocarán lonas para el tapado del material).
- Las descargas de material para extendido se deben realizar alejadas de los bordes del terraplén, de forma que la maquinaria de extendido, susceptible de vuelco, no se precipite por el talud. Durante el izado de la caja se prestará especial atención a las líneas aéreas eléctricas.
- Durante la descarga del material, los trabajadores deben mantener una distancia de seguridad de 5 m.
- El mayor peligro de los rodillos de compactación reside en los descuidos del operador por tratarse de un trabajo monótono, en consecuencia se debe instruir convenientemente al personal.
- Los vehículos de compactación y apisonado contarán con cabina de seguridad de protección en caso de vuelco.
- Se mantendrá una distancia de seguridad a los bordes del terraplén, para evitar la caída de la máquina por el talud.
- Está prohibido trabajar o permanecer observando las maniobras, dentro del radio de acción de la cuchara de una máquina para el extendido de las tierras vertidas en el relleno.
- Se prohíbe la marcha atrás de los camiones con la caja levantada o durante la maniobra de descenso de la caja tras el vertido de tierras, en especial en presencia de tendidos eléctricos aéreos.
- Estará prohibido descansar junto a la maquinaria durante las pausas.

Apéndice IV. Ensayos de materiales

Los ensayos más utilizados en el estudio de suelos para construcción de terraplenes son los de compactación Proctor normal, Proctor modificado, Harvard y CBR. Para el control de ejecución se utilizan los ensayos de placa de y de la «huella», además de los métodos para determinar la densidad in situ (método de la arena y nuclear). Estos ensayos están descritos en las normas NLT, UNE y ASTM.

Ensayo Proctor normal

Este ensayo se utiliza para determinar la densidad seca máxima de un suelo y la humedad óptima para la cual se alcanza esta densidad. Se emplea un molde de un litro que se llena con tres capas del material a ensayar, y se compacta golpeando un número determinado de veces con una maza que aplica siempre la misma energía. Para realizar el ensayo se preparan varias muestras que, después de desecarlas, se humedecen con diferente contenido en humedad. Tras el ensayo se calcula la densidad seca de cada muestra; con cinco o seis determinaciones puede definirse una curva densidad seca-humedad, obteniéndose el valor máximo que representa las condiciones óptimas de compactación (densidad seca máxima y humedad óptima). Esta condición sería la ideal a alcanzar en obra, ya que supone la máxima concentración posible de sólidos y unas condiciones muy estables para el material compactado. La línea de humedad total ($S_r = 100\%$) es prácticamente paralela a la zona de mayor humedad resultante del ensayo (lado húmedo). El valor óptimo viene a corresponder a un grado de saturación del orden del 85-90 %.

Ensayo Proctor modificado

Este ensayo es semejante al anterior, pero se emplea una energía de compactación más alta, y solo se ensaya el material de granulometría inferior a 20 mm. El resultado es similar al Proctor normal, aunque se obtiene mayor densidad seca y menor humedad. En el caso de suelos arcillosos resulta más adecuado utilizar otro ensayo de compactación, el Harvard miniatura, con otra energía y tipo de maza (que aplica la energía por presión y no por impacto).

Ensayo CBR

El ensayo CBR (California Bearing Ratio) se utiliza para evaluar la capacidad portante de suelos en terraplenes, explanadas y capas de base o sub base en firmes. El ensayo consiste en compactar las muestras en moldes normalizados, sumergir en agua las probetas y realizar un punzamiento sobre la muestra con un pistón normalizado. Los resultados se representan en curvas de densidad seca-índice CBR. Este índice indica el porcentaje de presión ejercida por el pistón sobre el suelo para una penetración determinada con relación a la presión correspondiente a la misma penetración en una muestra tipo.

Ensayo de placa de carga

En el ensayo de placa de carga se da una presión inicial de unos 20 kPa y después se aplican dos ciclos de carga y descarga (hasta una presión del orden de 300 kPa), deduciendo el módulo de deformación del segundo ciclo E_2 y comparándolo con el del primer ciclo, E_1 . Normalmente se exige un valor mínimo de E_2 (30 MPa para materiales del núcleo y 45 MPa para coronación) y un valor de la relación E_2/E_1 inferior a 2.2 (para que las curvas presión-asiento estén próximas y no se produzcan deformaciones plásticas no recuperables al aplicar sucesivos esfuerzos sobre la tongada).

Ensayo de la huella

El ensayo de la *huella* se realiza materializando una línea de 10 m de longitud sobre el terraplén y marcando un punto cada metro. Se nivelan estos puntos y se hace pasar un camión, con una carga prefijada junto a los puntos. A continuación se vuelve a nivelar y se determina la medida de *asientos* obtenidos en los diez puntos. Se suele exigir que el asiento medio sea inferior a 3 mm para coronación e inferior a 5 mm para núcleos de terraplenes.

Apéndice V. Clasificación de suelos para terraplenes PG-3 (2000)

Los datos mostrados se obtuvieron de Vallejo, 2002. Según esta clasificación, además de cumplir con los requisitos de la Figura 5, se deben satisfacer los siguientes aspectos.

Suelos seleccionados

- Se consideran como tales aquellos que cumplen las siguientes condiciones:
- Contenido en materia orgánica inferior al cero con dos por ciento ($MO < 0,2 \%$).
- Contenido en sales solubles en agua, incluido el yeso, inferior al cero con dos por ciento ($SS < 0,2\%$).
- Tamaño máximo no superior a cien milímetros ($D_{max} \sim 100 \text{ mm}$).
- Cernido por el tamiz 0,4 UNE menor o igual que el quince por ciento ($\#0,40 \sim 15 \%$) o que en caso contrario cumpla todas y cada una de las condiciones siguientes:
 - Cernido por el tamiz 2 UNE menor del ochenta por ciento ($\#2 < 80 \%$).
 - Cernido por el tamiz 0.40 UNE menor del setenta y cinco por ciento ($\#0,40 < 75 \%$).
 - Cernido por el tamiz 0,080 UNE inferior al veinticinco por ciento ($\#0,080 < 25 \%$). Límite líquido menor de treinta ($W L < 30$). Índice de plasticidad menor de diez ($I_p < 10$).

Suelos adecuados

Se consideran como tales los que, no pudiendo ser clasificados como suelos seleccionados, cumplan las condiciones siguientes:

- Contenido en materia orgánica inferior al uno por ciento ($MO < 1 \%$).
- Contenido en sales solubles, incluido el yeso, inferior al cero con dos por ciento ($SS < 0,2 \%$).
- Tamaño máximo no superior a cien milímetros ($D_{máx} \sim 100 \text{ mm}$).
- Cernido por el tamiz 2 UNE, menor del ochenta por ciento ($\#2 < 80\%$).
- Cernido por el tamiz 0.080 UNE inferior al treinta y cinco por ciento ($\#0,080 < 35 \%$).
- Límite líquido inferior a cuarenta ($W L < 40$).
- Si el límite líquido es superior a treinta ($W L > 30$) el índice de plasticidad será superior a cuatro ($I_p > 4$).

Suelos tolerables

Se consideran como tales los que no pudiendo ser clasificados como suelos seleccionados ni adecuados cumplen las condiciones siguientes:

- Contenido en materia orgánica inferior al dos por ciento ($MO < 2 \%$).
- Contenido en yeso inferior al cinco por ciento ($\text{yeso} < 5\%$).
- Contenido en otras sales solubles distintas del yeso inferior al uno por ciento ($SS < 1 \%$).
- Límite líquido inferior a sesenta y cinco ($WL < 65$).
- Si el límite líquido es superior a cuarenta ($W L > 40$), el índice de plasticidad será mayor del setenta y

tres por ciento del valor que resulta de restar veinte al límite líquido ($I_p > 0,73$ (WL-20)).

- Asiento en ensayo de colapso inferior al uno por ciento (1 %).
- Hinchamiento en ensayo de expansión inferior al tres por ciento (3 %).

Suelos marginales

Se consideran como tales los que no pudiendo ser clasificados como suelos seleccionados ni adecuados ni tampoco como suelos tolerables, por el incumplimiento de alguna de las condiciones indicadas para éstos, cumplan las siguientes condiciones:

- Contenido en materia orgánica inferior al cinco por ciento ($MO < 5$ %).
- Hinchamiento en ensayo de expansión inferior al cinco por ciento (5 %).
- Si el límite líquido es superior a noventa ($W L > 90$) el índice de plasticidad será inferior al setenta tres por ciento del valor que resulta de restar veinte al límite líquido ($I_p < 0,73$ (WL-20)).

Suelos inadecuados

Se consideran suelos inadecuados:

Los que no se puedan incluir en las categorías anteriores.

Las turbas y otros suelos que contengan materiales perecederos u orgánicos.

Los que puedan resultar insalubres para actividades que sobre los mismos se desarrollen.

Apéndice VI. Clasificación francesa de suelos para obras de tierra

Los datos mostrados se obtuvieron de *Vallejo, 2002*.

Clasificación francesa de suelos para obras de tierra					
A Suelos finos	D < 50 mm Pasa por 80 µm > 35 %			$I_p < 10$	A ₁
				$10 < I_p < 20$	A ₂
				$20 < I_p < 50$	A ₃
				$I_p > 50$	A ₄
B Suelos arenosos y gravas con finos	D < 50 mm Pasa por 80 µm entre 5 y 35 %	Pasa por 80 µm entre 5 y 12 %	Retenido por 2 mm < 30 %	E A > 35	B ₁
				E A < 35	B ₂
			Retenido por 2 mm > 30 %	E A > 25	B ₃
				E A < 25	B ₄
		Pasa por 80 µm entre 12 y 35 %	$I_p < 10$		B ₅
			$I_p > 10$		B ₆
C Suelos con elementos finos y gruesos	D > 50 mm pasa por 80 µm > 5 %	Pasa por 80 µm, poco	Pasa por 80 µm, mucho		C ₁
			D < 250 mm		C ₂
			D > 250 mm		C ₃
D Suelos y rocas sensibles al agua	Pasa por 80 µm < 5 %	D < 50 mm	Retenido en 2 mm < 30 %		D ₁
			Retenido en 2 mm > 30 %		D ₂
		50 mm < D < 250 mm			D ₃
		D > 250 mm			D ₄
E Rocas evolutivas	Materiales de estructura fina, frágil, sin arcilla o poco arcillosos. Ejemplo: greda, areniscas finas.				E ₁
	Materiales de estructura gruesa, frágil, sin arcilla o poco arcillosos. Ejemplo: arenas gruesas, pudingas.				E ₂
	Materiales arcillosos evolutivos. Ejemplo: margas, pizarras arcillosas, argilitas.				E ₃
F	Materiales putrescibles, combustibles, solubles o contaminantes. Ejemplo: tierra vegetal, basuras, turbas, ciertas escombreras de minas, suelos salinos y yesíferos, ciertas escorias, etc.				F

EA = Equivalente de arena (ensayo para determinar la proporción relativa de suelo granular y suelo cohesivo).

Apéndice VII. Enrocamientos o escolleras

Este tipo de presas está formado por fragmentos de roca de varios tamaños. Además, se debe construir adicionalmente una capa impermeable, que puede estar hecha de tierra, concreto hidráulico y asfáltico, acero o geomembranas. Cualquiera que sea el tipo de membrana usada, se debe garantizar su la posibilidad de inspección y reparación, en la etapa operativa de la presa.

Criterios de diseño

Cimentación

La cimentación para este tipo de presas debe ser de mayor calidad que para presas de tierra, debido a los asentamientos deben ser mínimos. Esto se debe principalmente a que estas estructuras al ser más rígidas, no pueden igualar las deformaciones –sin llegar a fallar- del terreno, como lo hacen los materiales de una presa de tierra.

Selección de los materiales

Hasta donde sea posible, y por economía, la roca que se debe utilizar debe estar situada cerca del sitio de la presa. La roca debe ser dura, durable, que resista la ruptura durante el acarreo y en las operaciones de colocación. Se recomienda utilizar rocas ígneas y metamórficas por encima de las sedimentarias.

Las rocas obtenidas en las zonas de préstamo deben estar bien graduadas, y el contenido de finos debe ser menor que el necesario para llenar los huecos.

Sección de la presa

Generalmente, se aceptan pendientes de 1.4:1 en taludes aguas abajo y de 2:1 en taludes aguas arriba. Este último debe construirse ligeramente convexo, de manera que el asentamiento tienda a

juntar más el material, en vez de disgregarlo y afectar la estructura de la membrana impermeable.

El asentamiento en este tipo de presas se produce en dos etapas. Durante su construcción y al llenarse el embalse. La primera se produce debido al peso propio de las rocas, por lo que es recomendable construir la membrana impermeable una vez concluida la estructura de la presa.

Construcción

La manejabilidad de este tipo de materiales se reduce considerablemente con la inclusión de cantidades aun pequeñas de limos y arcillas, por lo tanto, deben hacerse todos los esfuerzos para comprobar que los materiales de los bancos de préstamo sean tales, que la contaminación se mantenga al mínimo.

Una vez llevado al sitio del terraplén, se deben disponer los materiales de manera que el grosor de los granos aumente hacia los taludes exteriores. El espesor especificado de las capas se hace, por lo general, suficientemente grande para que quepa la roca del tamaño que se encuentre en el sitio de préstamo –se deberán eliminar los cantos o rocas de mayor tamaño a el especificado-.

Después de que ha colocado el material y extendido al espesor deseado, el siguiente paso importante es la aplicación del agua. Para obtener los mejores resultados, se debe mojar por completo y de modo uniforme durante o inmediatamente antes de la compactación, la mejor forma de hacerlo se definirá durante las primeras operaciones de la construcción.

Los diferentes materiales permeables requieren diferentes cantidades de agua para mojarse y compactarse. Se debe tener un especial cuidado cuando el material contiene pequeñas cantidades de limo y arcilla, ya que pueden convertirse temporalmente en lodo si se utiliza una cantidad excesiva de agua.

Para las operaciones de compactación, se pueden utilizar tractores tipo oruga, es conveniente que los tractores circules a la mayor

velocidad posible –durante la compactación-. Es importante comprobar que el tractor cubra totalmente la superficie del área que se quiere compactar antes de dar la siguiente pasada sobre un mismo lugar.

Las pruebas para determinar las densidades de campo deben realizarse cada 750 m³ aproximadamente, especialmente durante las operaciones iniciales. Las pruebas que se deben realizar son: la determinación de densidad en el campo y la de densidad relativa (*Diseño de presas pequeñas, 1983, pp.182 y 187*). Luego de que se hayan obtenido resultados satisfactorios, se centrará la inspección más en el procedimiento, que en el resultado, por lo que se recomienda realizar las pruebas cada 7500 m³, a menos que ocurran cambios importantes en la granulometría. Si se observa un cambio considerable en ésta, se deben reanudar los ensayos de campo para tener la seguridad de estar logrando la compactación requerida.

Apéndice VIII. Maquinaria

Maquinaria utilizada por la empresa constructora para realizar las diferentes labores de movimientos de tierra.

Para labores de excavación, se tiene:



Excavadora hidráulica 320C L



Excavadora 330C



Excavadora 345B Series II

Para operaciones de corte y extendido de material, se cuenta con:



Tractor D6N XL



Motoniveladora 140H



Mototrailla 613C Series II

Para realizar las operaciones de compactación, se pueden utilizar las siguientes máquinas:



Compactador CP 323-C

También se pueden utilizar:

- CS-583D
- CS 533D

Para las labores de acarreo, se puede contar con:



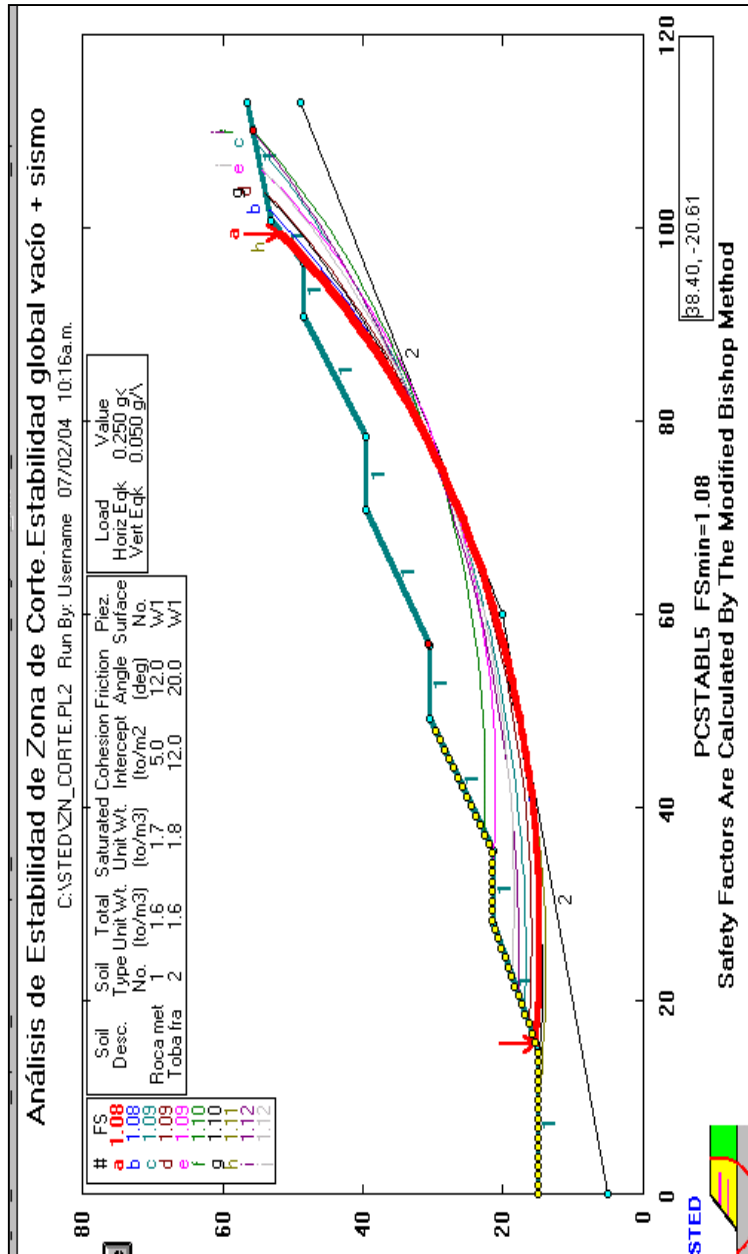
Articuladas

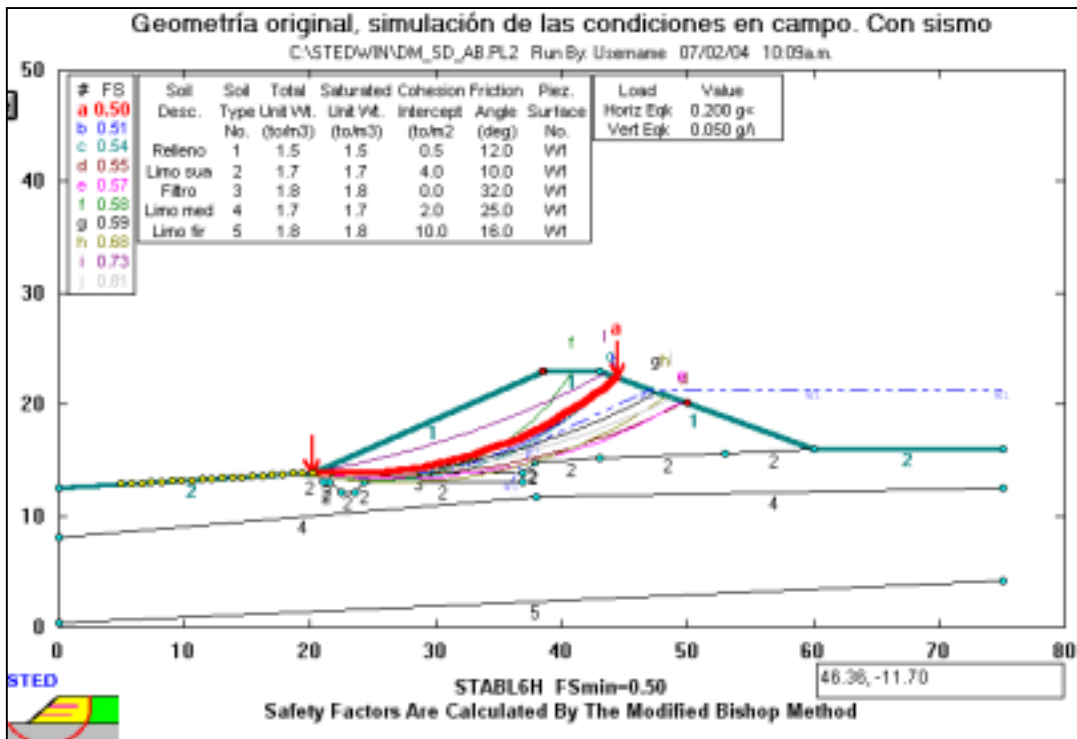
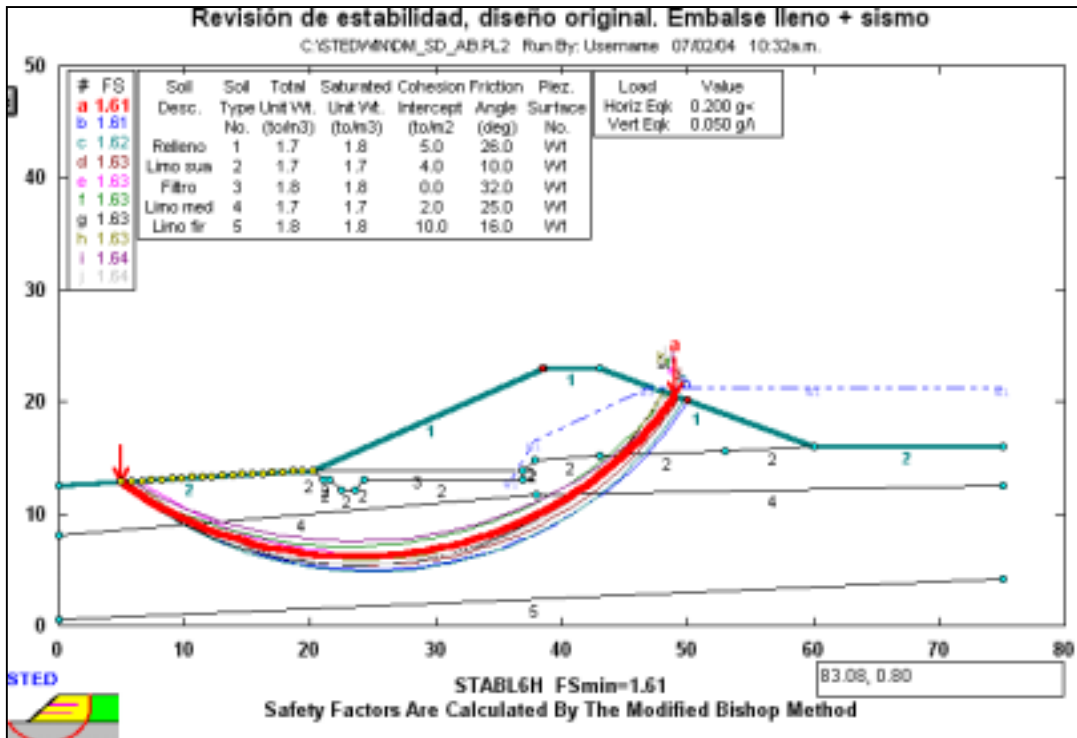


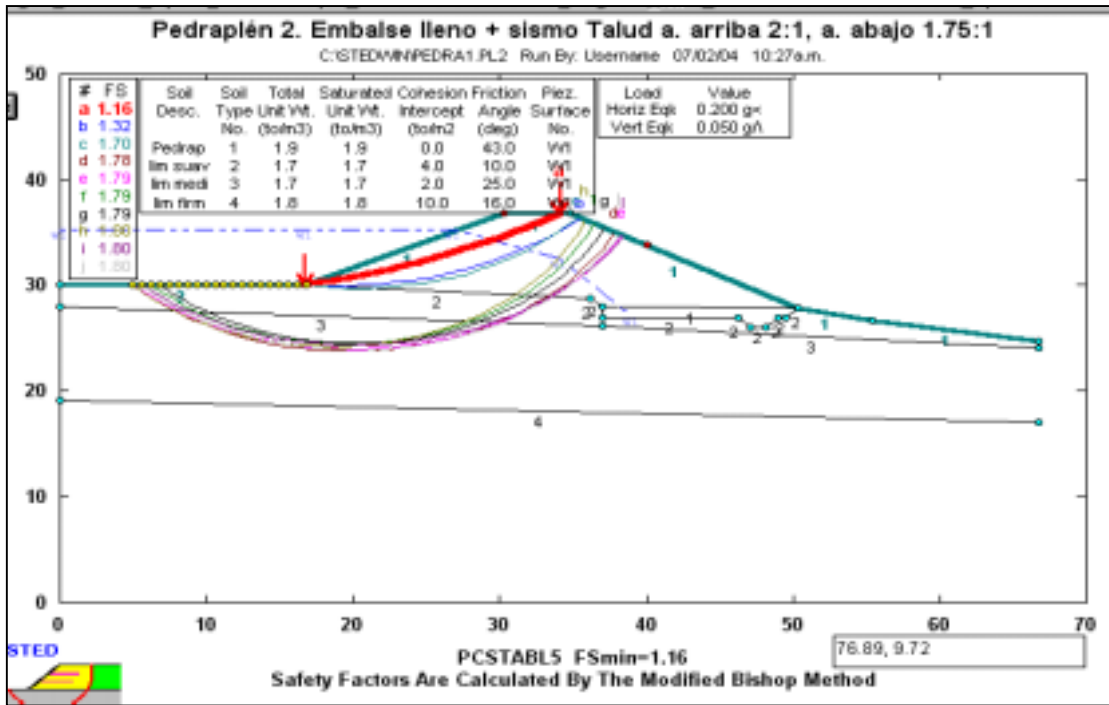
Vagonetas

Apéndice IX. Modelos analizados con el STEDWIN (PCSTABLE6)

A continuación se muestran algunos resultados gráficos del análisis de estabilidad de las estructuras de cierre, para diferentes condiciones.







Anexos

ANEXO I. *Mapa de localización de líneas de geofísica, calicatas y perforaciones*

ANEXO II. *Mapa geomorfológico*

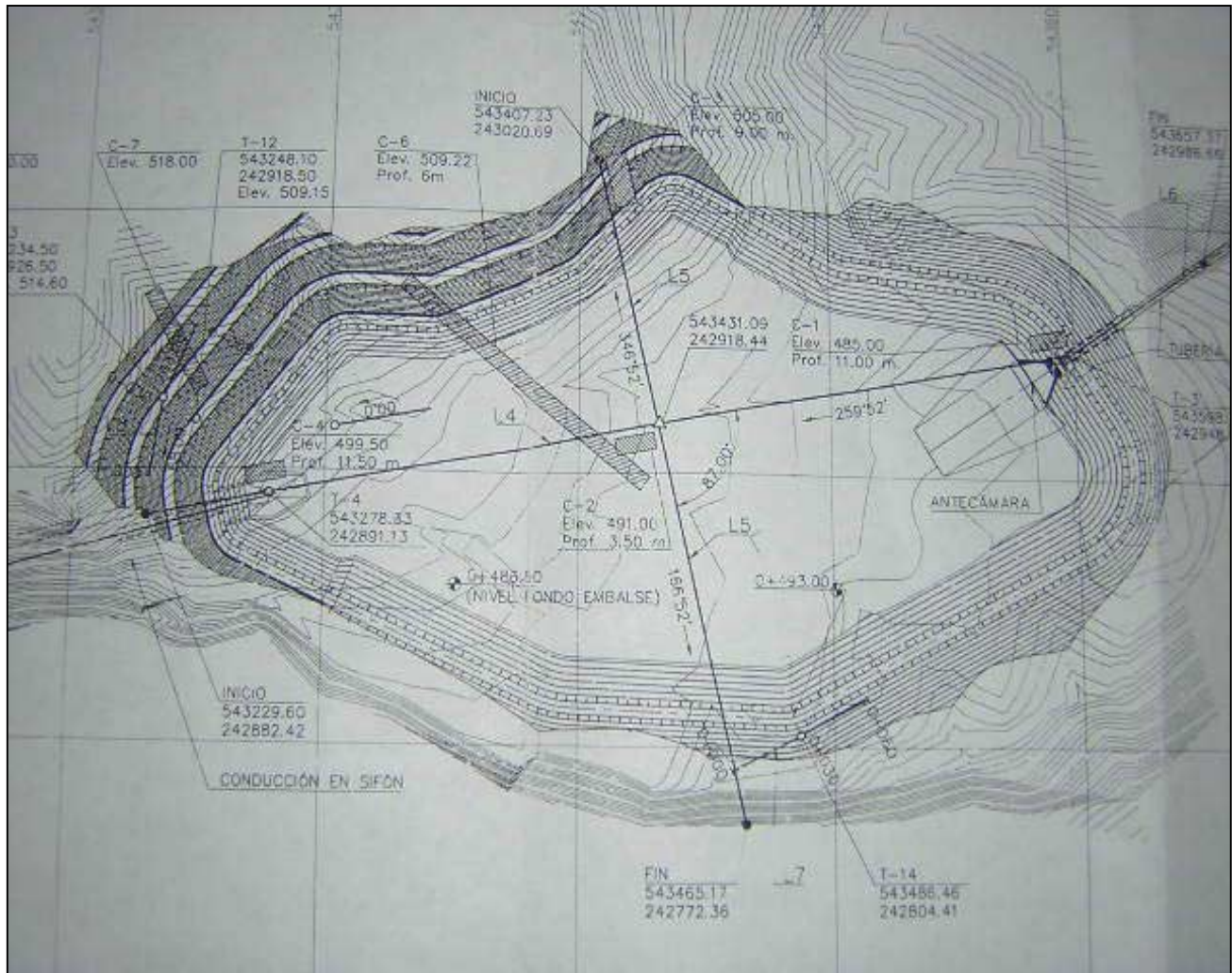
ANEXO III. *Especificaciones de Geomembrana*

ANEXO IV. *Clasificación de suelos por el método SUCS*

ANEXO V. *Consideraciones Ambientales del sitio*

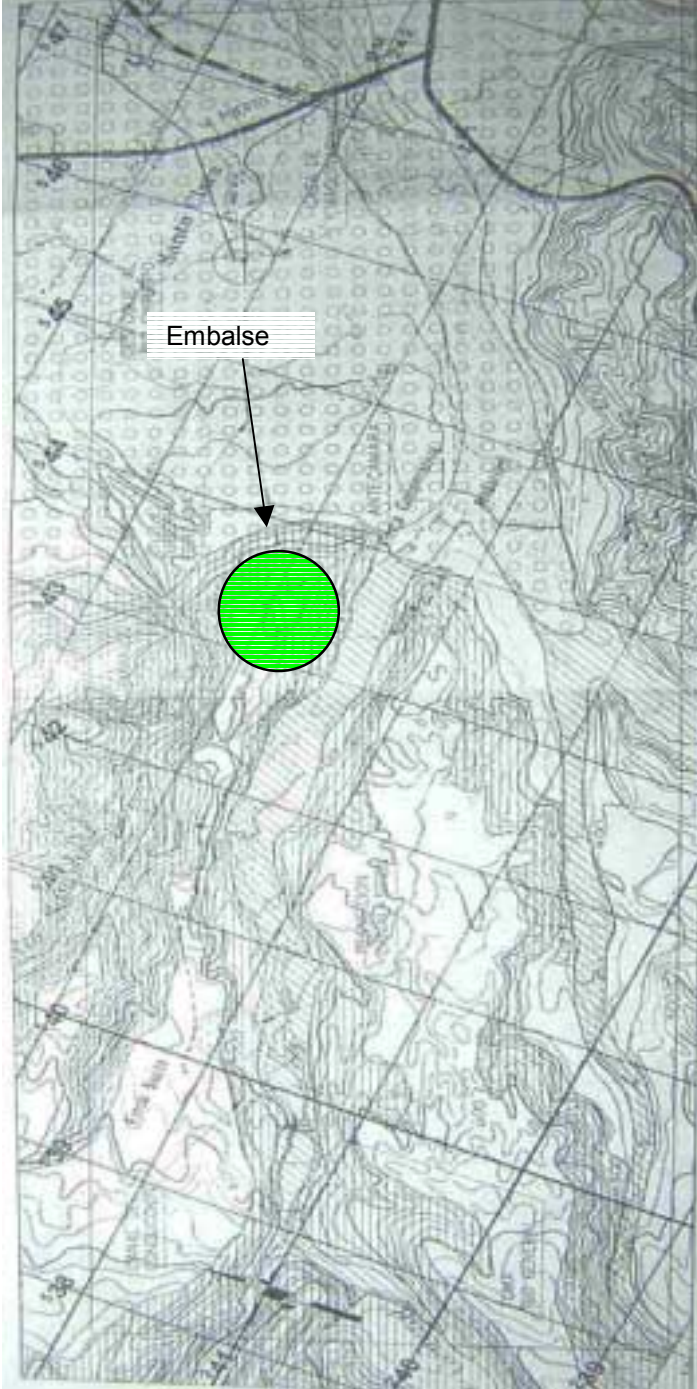
Anexo I. Planta del Embalse

Localización de Perforaciones, Calicatas y Líneas de Geofísica en la zona del Embalse. En este informe no se hace referencia a los resultados de las pruebas geofísicas.



Planta del Embalse

Anexo II. Mapa Geomorfológico del área de desarrollo del P. H. General.



Mapa Geomorfológico

Anexo III. Especificaciones de Geomembrana

Especificaciones Geomembranas HDEP

Introducción

La utilización de geomembranas de polietileno como revestimiento impermeable es bastante extensa y presenta una gran versatilidad y multiplicidad de aplicaciones siendo normalmente utilizada para el revestimiento de estructuras de hormigón, presas de tierra, canales de conducción, túneles, estanques de contención y/o regulación, pilas de lixiviación, estanques decantadores, etc.

Desde el punto de vista de la resistencia química de las geomembranas de polietileno, estas se utilizan como revestimiento impermeable para la contención de gran diversidad de soluciones agresivas y/o sólidos, tanto ácidas como alcalinas

A continuación se entrega una breve descripción de las metodologías de instalación, unión y control de calidad para este tipo de revestimientos.

Despliegue de Geomembranas

En líneas generales, el despliegue debe ejecutarse en el sentido de máxima pendiente de la superficie, no aceptándose soldaduras horizontales en taludes.

El traslape debe estar comprendido entre 7 cm y 15 cm según el tipo de soldadura, para asegurar que los excedentes a ambos costados de la línea de soldadura son suficientes para ser sometidos a ensayos destructivos y que la fusión sea ejecutada completamente en el interior del traslape.

Superficie de Apoyo

La superficie deberá ser lisa y sin elementos que puedan perforar o cortar la geomembrana, nivelada en forma continua y uniforme; sin cambios abruptos de pendiente. La superficie de apoyo debe estar compactada, generalmente se considera una compactación igual ó superior al 90% del Proctor Modificado, de manera tal que evite asentamientos diferenciales que puedan inducir deformaciones importantes a la geomembrana.

Para revestimientos de estructuras de hormigón, se aplica el mismo concepto pero además evitando los cantos angulosos y terminaciones gruesas que puedan dañar la membrana.

Anclaje de Geomembranas

- Zanjas de anclaje para estructuras de tierra

Para el anclaje de revestimientos de estructuras de tierra, tales como piscinas o pilas de lixiviación, se utiliza una zanja de anclaje perimetral excavada en el terreno y rellena con el mismo material proveniente de dicha excavación; la superficie de apoyo de la zanja de anclaje es uno de los puntos de fijación del revestimiento por lo que debe estar nivelada y compactada, además debe estar libre de afloramientos rocosos, grietas, depresiones y cambios abruptos de pendientes.

- Anclaje de geomembranas a hormigón

Para el revestimiento de hormigones y otros elementos de construcción, se utilizan perfiles de polietileno (Polylock) que se instalan durante la colocación del hormigón, con el objetivo principal de posibilitar la ejecución de una soldadura entre el perfil y la geomembrana, y de esta manera, asegurar el sello impermeable.

Métodos de unión en Geomembranas de Polietileno

- Soldadura por cuña caliente

Unión por termofusión en el área de traslape de paneles por medio de una máquina autopropulsada, provista de dos rodillos entre los cuales se encaja el traslape de las geomembranas a unir.

La aplicación de temperatura se produce antes de los rodillos, mediante una cuña calefactora, a medida que la soldadora avanza propulsada por los rodillos, estos presionan las partes calentadas por la cuña logrando dos líneas de soldadura paralelas separadas por un área libre que constituye el denominado "canal de aire".

Tanto la temperatura, como la presión de contacto de las geomembranas y la velocidad de avance de los rodillos son ajustadas mediante controles independientes en la soldadora. La selección de los parámetros de soldadura las realiza el operador según el tipo de polímero que conforma la geomembrana y las condiciones ambientales, además del espesor de las láminas a unir, entre otras variables.



Proceso de soldadura por cuña caliente



Sección transversal de una soldadura por cuña caliente

- Soldadura por Extrusión:

Unión por termofusión con aporte de material de las partes a unir. La soldadura se ejecuta mediante una soldadora guiada manualmente, provista de una cámara de fusión de material de aporte, una boquilla para la extrusión del aporte y una boquilla de precalentado de la superficie que recibirá el material de aporte o extruído.

El material de aporte, ya sea como rodón o granulado, es ingresado a la cámara de fusión donde por medio de un tornillo sin fin es hecho fluir a través de la boquilla de extrusión. Mientras el operador guía

la boquilla de extrusión apoyándola sobre las partes a unir, un flujo de aire caliente expelido por la boquilla de precalentado prepara las superficies previamente pulidas para su perfecta adherencia con el cordón de soldadura.

Las variables de control para este tipo de máquina son la temperatura de fusión del material de aporte, que dependerá del tipo de polímero empleado y la temperatura del flujo de aire caliente, que dependerá del espesor de las láminas y de las condiciones ambientales.

La totalidad de los detalles, parches y uniones especiales pueden ser ejecutados por medio de este método. Previa a la ejecución de la soldadura las superficies a soldar por el método de extrusión deben ser previamente unidas de modo de garantizar el contacto pleno de las superficies bajo el cordón de soldadura.



Proceso de soldadura por extrusión en HDPE

Geomembranas de Polietileno

Las geomembranas son fabricadas con resinas vírgenes de polietileno, especialmente formuladas para manufacturar este tipo de producto. Dichas geomembranas se obtienen mediante el proceso de moldeado en cubierta plana (flat cast) o de extrusión-soplado (blown film). El control de calidad comienza desde la fabricación del producto. Durante la producción de cada rollo, continuamente se toman lecturas del espesor. Estas lecturas son usadas para establecer el máximo, mínimo y el espesor promedio de cada rollo. En cada línea de producción existe además un detector eléctrico de arco o chispa (spark test), mediante el cual se detecta inmediatamente la existencia de orificios en el producto terminado.

Las geomembranas de polietileno se unen únicamente mediante soldadura por termofusión o por extrusión – aporte, y en casos especiales por ultrasonido (ver servicios de instalación de geomembrana). GSE Lining Technology produce 3 anchos nominales: 6,86 m, 7,32 m y 10,52 m.

Las geomembranas de Polietileno se pueden clasificar principalmente en dos grupos:

- Geomembranas de HDPE (High Density Polyethylene)
- Geomembranas de LLDPE ó VFPE (Lineal Low Density Polyethylene ó Very Flexible Polyethylene)

Anexo IV. Clasificación de suelos por el método SUCS



Carta de Plasticidad de Casagrande

Identificación en el campo (excluyendo las partículas mayores de 7,6 cm y basando las fracciones en pesos estimados)				Símbolo del grupo	Nombres típicos				
Suelo de grano grueso-Más de la mitad del material es retenido por el tamiz N° 200	Gravas más de la mitad de la fracción gruesa retenida por el tamiz N° 4	Gravas limpias (con pocos finos apreciables o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con pocos finos o sin ellos				
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos				
	Gravas con finos (cantidad apreciable de finos)	Gravas limpias (con pocos finos apreciables o sin ellos)	Fracción fina no plástica (para la identificación ver el grupo ML más abajo)	GM	Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo				
			Finos plásticos (para identificación ver el grupo CL más abajo)	GC	Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla				
	Arenas más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz N° 4	Arenas limpias (con pocos finos apreciables o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos				
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos				
		Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	Arenas limpias (con pocos finos apreciables o sin ellos)	Finos no plásticos (para identificación ver el grupo ML más abajo)	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas			
				Finos plásticos (para identificación ver el grupo CL más abajo)	SC	Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas y arenas y arcillas			
	Métodos de identificación para la fracción que pasa por el tamiz N° 40								
	Suelo de grano fino-Más de la mitad del material pasa por el tamiz N° 200 (La abertura del tamiz N° 200 corresponde aproximadamente al tamaño de la menor partícula apreciable a simple vista)	Limos y arcillas con límite líquido menor de 50	Resistencia en estado seco (a la desagregación)	Distancia (reacción a la agitación)	Tenacidad (consistencia)				
Nula a ligera						Rápida a lenta	Nula	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad
Medio a alta						Nula a muy lenta	Medio	CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas
Limos y arcillas con límite líquido mayor de 50		Resistencia en estado seco (a la desagregación)	Distancia (reacción a la agitación)	Tenacidad (consistencia)	Ligero a medio	Lento	Ligero	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad
					Ligero a medio	Lento a nulo	Ligero a medio	MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o con diatomas, suelos limosos
					Alta a muy alta	Nula	Alta	CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada, arcillas grasas
					Medio a alta	Nula a muy lenta	Ligero a medio	OH	Arcillas orgánicas de plasticidad medio a alta
Suelos altamente orgánicos		Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa			Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos			
Los suelos que poseen características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. P. ej., GW-GC, mezcla bien graduada de arena y grava. Todos los tamaños de tamices se refieren al U.S. Standard.									

Anexo V. Consideraciones Ambientales

En este apartado se describen las principales consideraciones ambientales asociadas a la construcción del embalse (*Hidalgo, 2004*).

El principal problema o impacto ambiental en este proyecto es el **arrastre de sedimentos** hacia las quebradas y/o zonas boscosas, a causa de los movimientos de tierra, lo que conlleva a que se presente turbidez en las aguas.

Otros impactos son: afectación de flora y fauna por la tala de árboles para el avance de las obras, derrames de combustible de la maquinaria, emisión de gases y ruido de la maquinaria, generación de desechos sólidos, entre otros.

El estudio de impacto ambiental del proyecto, muestra resultados favorables en cuanto a la construcción de este proyecto, tales como:

- Apertura de plazas de trabajo.
- Pago de impuestos municipales.
- Capacitación de trabajadores.

Entre los impactos negativos se consideran:

- Pérdida de capa fértil.
- Alteración del sistema de drenaje pluvial.
- Turbidez producida por arrastre de partículas finas por escorrentía superficial.
- Impacto sobre la vegetación y ecosistemas sensibles.

La construcción de escombreras es una de las actividades que desde el punto de vista ambiental causa más de daño en un proyecto de este tipo, ya que se debe dar un adecuado manejo de las aguas y un control de erosión y sedimentación, pues estos sitios generalmente arrastran gran cantidad de sedimentos. Además, una vez alcanzada la capacidad máxima de la escombrera, el sitio debe de recuperarse y revegetarse. El tamaño va de acuerdo a las necesidades del proyecto y a la disponibilidad de terreno.

Referencias

CFIA; 1986. **CÓDIGO SÍSMICO DE COSTA RICA 2002**. Costa Rica Editorial Tecnológica, 61 p.

[Dapena, 1994]

Dapena, E. 1994. **ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA**. III Simposio nacional de geotecnia vial. Vigo, Potencia Genera, 21-59 p.

[Diseño de Presas Pequeñas, 1983]

Lepe, J. (traductor); 1983, 12 edición. **DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS**. México; Editorial Continental S. A., 639 p.

[Escario, 1989]

Escario, V., Hinojosa, J. A. y Rocci, S. 1989. **TERRAPLENES Y PEDRAPLENES**. Monografía M.O.P.U.

Hidalgo, D. 2004. **REPERCUSIONES AMBIENTALES EN LA CONSTRUCCIÓN DEL EMBALSE DEL P. H. GENERAL**. Sarapiquí. Comunicación personal.

[Hilf, 1957]

Hilf, J. W. 1957. **A RAPID METHOD OF CONSTRUCTION CONTROL FOR EMBANKMENTS OF COHESIVE SOILS**. Congreso sobre suelos para fines de Ingeniería. ASTMSMMS, ASTMSp Technical publications, N° 232, México, 123:142 p.

[Kraemer 1989]

Kraemer, C., Morilla, I., Rocci, S. y Sánchez, V. 1989. **EXPLANACIONES Y DRENAJE**. Cátedra de caminos y Aeropuertos. E.T.S.I. de C.C. y P., U.P.M.

Laporte, G. 2004. **DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y ESTABILIDAD DE DIQUES DE TIERRA Y PEDRAPLENES**. San José. Comunicación personal.

[Marsal y Nuñez, 1979]

Marsal, R.; Reséndiz Nuñez, D. 1979. **PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO**. México; Editorial LIMUSA, 556 p.

Ministerio de Fomento [2000]

Ministerio de Fomento. 2000. **GEOTECNIA VIAL EN LO REFERENTE A MATERIALES PARA OBRAS DE LA CONSTRUCCIÓN DE EXPLANACIONES Y DRENAJES**. Orden circular 326/00 (PG-3). Series Normativas. Instrucciones de construcción. Madrid.

[CR 2002]

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES, CONSEJO NACIONAL DE VIALIDAD. 2002. **“ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCION DE CARRETERAS, CAMINOS Y PUENTES DE COSTA RICA”**.

[Oteo, 1994]

Oteo, C. y Sopeña. 1994. **EMBANKMENT FOUNDATIONS ON VERY SOFT SOILS AND MEDINACELI**. (Spain) XIV Int. Conf. On Soil Mech and Found. Eng. New Delhi. Vol II.

[Ramírez, 2004]

Ramírez, J. V. 2004. **CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS LIMOS HALOISÍTICOS DE PACAYAS DE CARTAGO**. Proyecto de graduación. Universidad de Costa Rica, 92 p.

Ramírez, E. 2004. **GENERALIDADES DEL P. H. GENERAL**. Sarapiquí. Comunicación personal.

Rodríguez, A. 2004. **SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN DEL EMBALSE DEL**

P. H. GENERAL. Sarapiquí.
Comunicación personal.

Rodríguez, J. P. 2002. **ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LIMOS DE BAJA PLASTICIDAD.** Proyecto de graduación. Universidad de Costa Rica, 55 p.

[Vallejo, 2002]

González de Vallejo, L.; Ferrer, M.; Ortuño, L.; Oteo, C. 2002. **INGENIERÍA GEOLÓGICA.** Madrid; Editorial Prentice Hall, 744 p.

El desarrollo de proyectos de movimientos de tierra posee una relación directa con las características de los materiales que en éstos se utilizan. En este informe se analiza la influencia que tienen las propiedades geotécnicas de los materiales en el proceso de diseño y ejecución de obras térreas, enfocado en la construcción de las estructuras de cierre de un embalse de regulación de un proyecto hidroeléctrico.