

Fecha: Noviembre de 2017

Cliente: CORBANA

# Estudio Geotécnico

## Estudio de Materiales y Estabilidad de Terraplenes

Matina, Limón

N° Informe: IG-156-17

San José, 24 de noviembre del 2017

IG 156-2017

**Señores**  
**CORBANA S.A.**  
**Atención: Sr. Juan Vicente Barrantes Durán**  
**Presente**

Estimados señores:

Les presentamos los resultados de los ensayos de caracterización de propiedades y uso como agregado para construcción de terraplenes, para materiales muestreados en la localidad de Matina, provincia de Limón; específicamente en el cauce del río Chirripó. La finalidad de este trabajo es caracterizar materiales existentes en la zona con el objetivo de determinar si es posible emplearlos en la construcción de terraplenes para carreteras.

Quedando en la mayor disposición de aclarar cualquier aspecto que considere necesario, nos despedimos.

Atentamente;

**INGEOTEC S.A.**  
**Ingenieros Consultores**

**Ing. Sergio Sáenz Aguilar**  
**- Presidente -**

Cc.: Archivo (inf-IG156(TerraplenesCorbanaMatina,Limon).doc)

## CONTENIDO

	Página
1. INVESTIGACIÓN REALIZADA .....	1
2. RESULTADOS .....	1
2.1 Granulometría .....	1
2.1. Índice de plasticidad.....	4
2.2. Gravedad específica .....	4
2.3. Factor de abundamiento .....	5
2.4. Próctor Modificado.....	6
2.5. Factor de compactación .....	6
2.6. Cortes directos .....	7
3. EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD DE TERRAPLENES .....	10
3.1 Generalidades .....	10
3.2 Escenarios de estudio .....	12
3.3 Terraplenes contruidos con materiales arenosos compactados.....	13
3.4 Mejoramiento del suelo.....	16
3.5 Reforzamiento con geotextiles .....	17
4. CONCLUSIONES.....	18
Anexo A: Características de los suelos de acuerdo a clasificación SUCS	
Anexo B: Resultados de estabilidad	

## 1. INVESTIGACIÓN REALIZADA

### 1.1 Caracterización de materiales

De acuerdo con lo solicitado se realizaron diferentes ensayos de laboratorio a las muestras extraídas de 3 puntos ubicados en en Matina, provincia de Limón; específicamente en el cauce del río Chirripó. Los ensayos realizados son: i) gravedad específica; ii) índice de plasticidad; iii) análisis granulométrico; iv) prueba de corte directo; v) determinación de factores tanto de compactación, como de abundamiento. Todos los ensayos se realizaron de acuerdo con lo especificado en las normas ASTM correspondientes. En la Tabla 1.1 se presentan las coordenadas de cada uno de los sitios donde se realizaron los muestreos.

**Tabla 1**  
Coordenadas (CRTM05) aproximadas de los sitios de estudio

Ubicación	Latitud	Longitud
Sitio 1	1110894	0577856
Sitio 2	1110851	0577740
Sitio 3	1110048	0577398

### 1.2 Análisis de estabilidad de terraplenes

Con la información obtenida de los ensayos de caracterización se ha procedido a efectuar un estudio de estabilidad de los posibles terraplenes necesarios para construir la carretera propuesta.

## 2. RESULTADOS

### 2.1 Granulometría

Se realizó el análisis granulométrico según lo establecido en la norma ASTM C136 para cada uno de los sitios de estudio (Tabla 2.1). En la Figura 2.1 se muestra la curva granulométrica de cada uno de los materiales muestreados.

De acuerdo con el Sistema Unificado de Suelos (SUCS) los materiales ensayados clasificación como gravas mal graduadas (GP) para los sitios 1 y 2; y arena mal graduada (SP) para el sitio 3, ver Tabla 2.2.

**Tabla 2.1**

Resultados del análisis granulométrico por mallas

Sitio 1			Sitio 2		
Estándar (mm)	Alternativo	% Pasando	Estándar (mm)	Alternativo	% Pasando
75,000	3"	100,0	75,000	3"	100,0
50,000	2"	97,1	50,000	2"	93,8
37,500	1 1/2"	90,0	37,500	1 1/2"	85,1
25,000	1"	75,7	25,000	1"	72,9
19,000	3/4"	66,4	19,000	3/4"	64,8
12,500	1/2"	54,3	12,500	1/2"	54,9
9,500	3/8"	48,7	9,500	3/8"	49,8
6,300	1/4"	41,9	6,300	1/4"	42,7
4,750	N°4	39,2	4,750	N°4	39,1
2,360	N°8	33,4	2,360	N°8	31,9
1,180	N°16	28,0	1,180	N°16	24,0
0,600	N°30	19,2	0,600	N°30	11,8
0,300	N°50	8,5	0,300	N°50	2,8
0,150	N°100	2,8	0,150	N°100	0,5
0,075	N°200	0,1	0,075	N°200	0,0

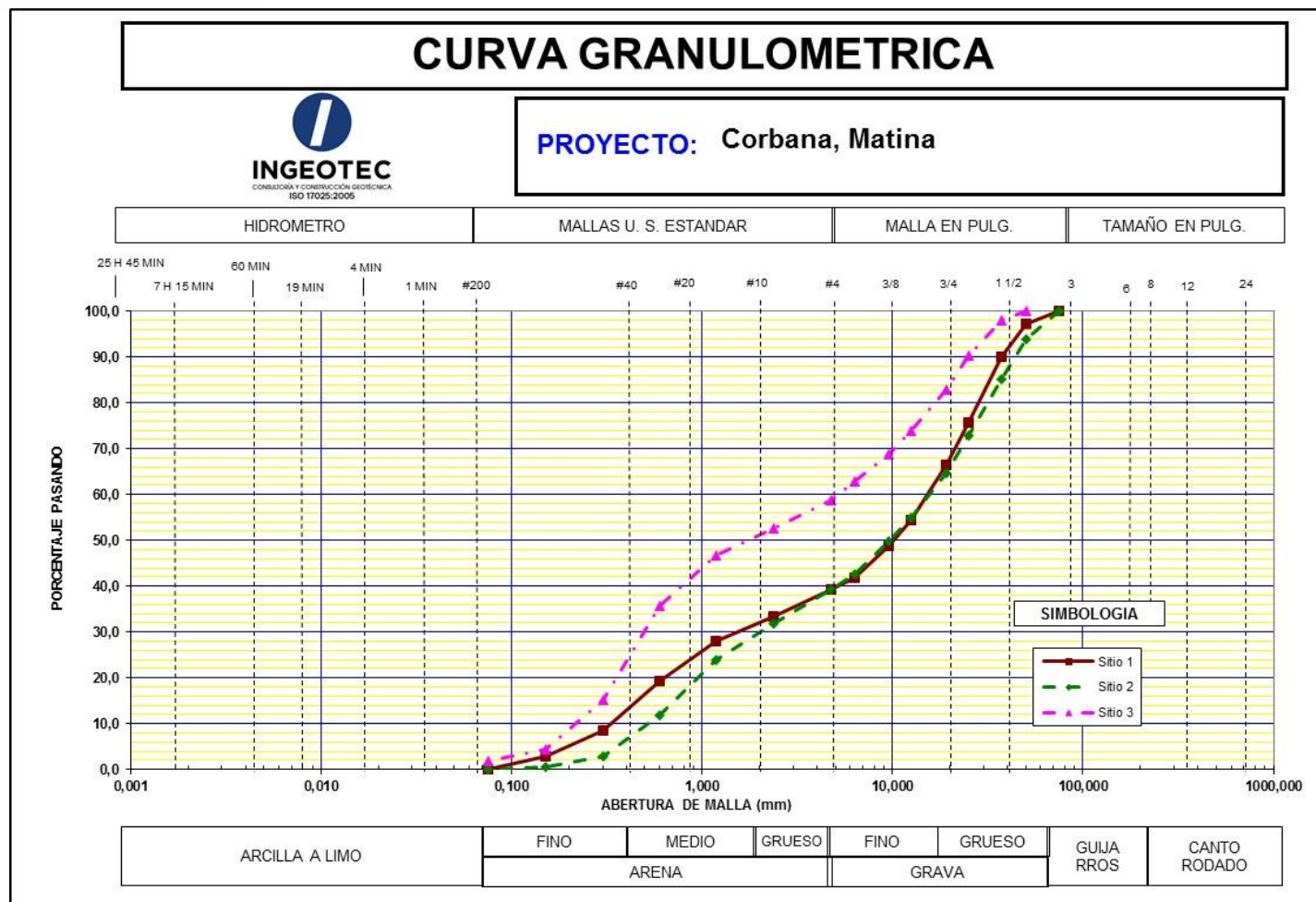
  

Sitio 3		
Estándar (mm)	Alternativo	% Pasando
50,000	2"	100,0
37,500	1 1/2"	98,0
25,000	1"	90,4
19,000	3/4"	83,0
12,500	1/2"	73,8
9,500	3/8"	68,8
6,300	1/4"	62,8
4,750	N°4	58,8
2,360	N°8	52,5
1,180	N°16	46,8
0,600	N°30	35,7
0,300	N°50	15,3
0,150	N°100	4,4
0,075	N°200	1,8

**Tabla 2.2**

Clasificación SUCS de los materiales estudiados

Identificación	Clasificación SUCS
Sitio 1	GP
Sitio 2	GP
Sitio 3	SP



**Figura 2.1**  
Curvas granulométricas de los materiales

## 2.1. Índice de plasticidad

Los materiales ensayados no presentan plasticidad debido a que se trata de materiales granulares con pocos finos limosos o arcillosos, tales como arenas y gravas mal graduadas.

**Tabla 2.3**

Resultados del ensayo límites de Atterberg

Sitio 1		
Límite Líquido (LL)	Límite Plástico (LP)	Índice de Plasticidad (IP)
NP	NP	NP

Sitio 2		
Límite Líquido (LL)	Límite Plástico (LP)	Índice de Plasticidad (IP)
NP	NP	NP

Sitio 3		
Límite Líquido (LL)	Límite Plástico (LP)	Índice de Plasticidad (IP)
NP	NP	NP

## 2.2. Gravedad específica

Se realizaron ensayos de gravedad específica para los 3 sitios de estudio, según lo establecido en la Norma ASTM D854. En la Tabla 2.4 se observan los resultados obtenidos para cada sitio.

**Tabla 2.4**

Resultados del ensayo gravedad específica

Sitio	1	Sitio	2
Gravedad Específica ( $G_s$ )		Gravedad Específica ( $G_s$ )	
2,75		2,75	

Sitio	3
Gravedad Específica ( $G_s$ )	
2,83	

### 2.3. Factor de abundamiento

El abundamiento es la capacidad de un material de aumentar su volumen cuando se pierde la unión entre sus partículas y es de particular importancia para la explotación de materiales. Este fenómeno se puede caracterizar mediante un factor conocido como el factor de abundamiento, el cual es utilizado para determinar el volumen que ocupará un material luego de ser excavado<sup>1</sup>.

El factor de abundamiento se obtiene mediante la relación de la densidad del material in situ y la densidad del material suelto. En la Tabla 2.5 se presentan los factores de abundamiento obtenidos para cada sitio de estudio.

**Tabla 2.5**

Resultados del factor de abundamiento

Sitio	1	Sitio	2
Densidad seca in situ $\gamma_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	1616,5	Densidad seca in situ $\gamma_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	1577,2
Densidad seca suelta $\gamma_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	1464,5	Densidad seca suelta $\gamma_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	1299,8
Factor de abundamiento	1,10	Factor de abundamiento	1,21

Sitio	3
Densidad seca in situ $\gamma_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	1330,4
Densidad seca suelta $\gamma_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	1172,0
Factor de abundamiento	1,14

<sup>1</sup> Ver J.M. Docampo, *Manual de ejecución de trabajos de Movimiento de Tierras*



## 2.4. Próctor Modificado

Se realizó un ensayo de Próctor Modificado según lo establecido en la Norma ASTM D1557, para determinar el valor de densidad máxima seca del material.

**Tabla 2.6**  
Resultado del ensayo de Próctor Modificado

Parámetro	Resultado
-Densidad Seca máxima de Laboratorio ( $\gamma_d$ )	2 230 kg/m <sup>3</sup>
-Humedad óptima	4,5 %

## 2.5. Factor de compactación

Para obtener el factor de compactación se determinó la densidad máxima seca del material, para determinar cuánto se reduce el material al ser compactado. En la Tabla 2.7 se muestran los factores de compactación para cada sitio.

**Tabla 2.7**  
Resultados del factor de compactación

Sitio	1	Sitio	2
Densidad seca in situ $\gamma_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	1616,5	Densidad seca in situ $\gamma_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	1577,2
Densidad máxima seca $\gamma_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	2140,0	Densidad máxima seca $\gamma_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	2140,0
Factor de compactación	0,76	Factor de compactación	0,74

Sitio	3
Densidad seca in situ $\gamma_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	1330,4
Densidad máxima seca $\gamma_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	2140,0
Factor de compactación	0,62

## 2.6. Cortes directos

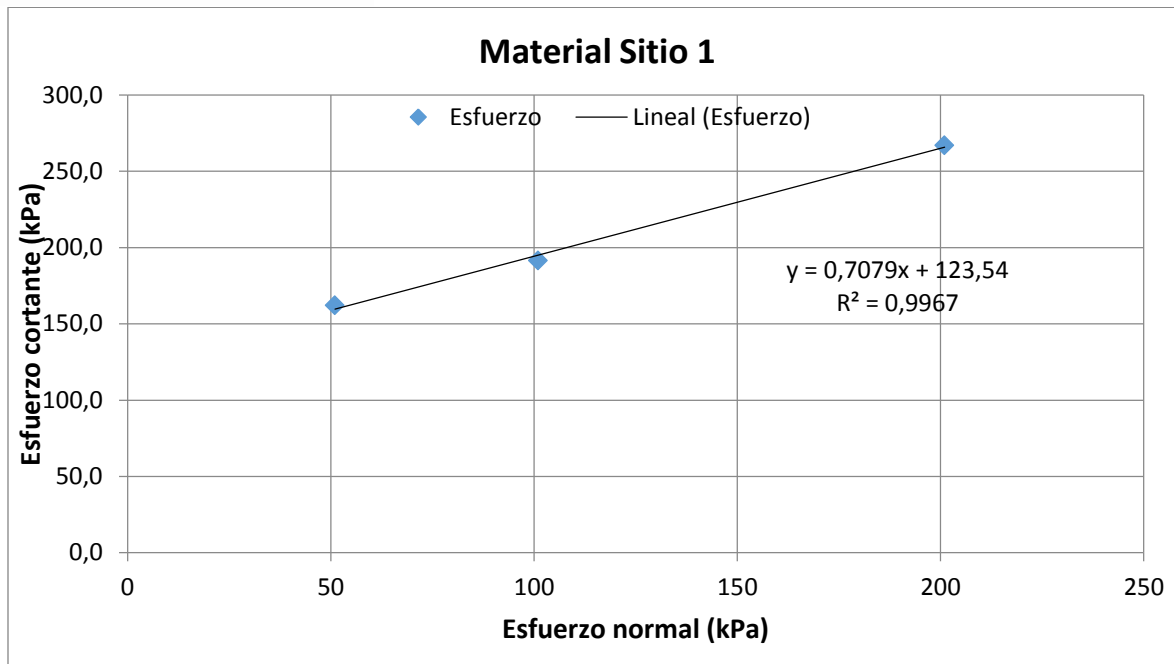
**Tabla 2.8**

Resultados del ensayo de corte directo

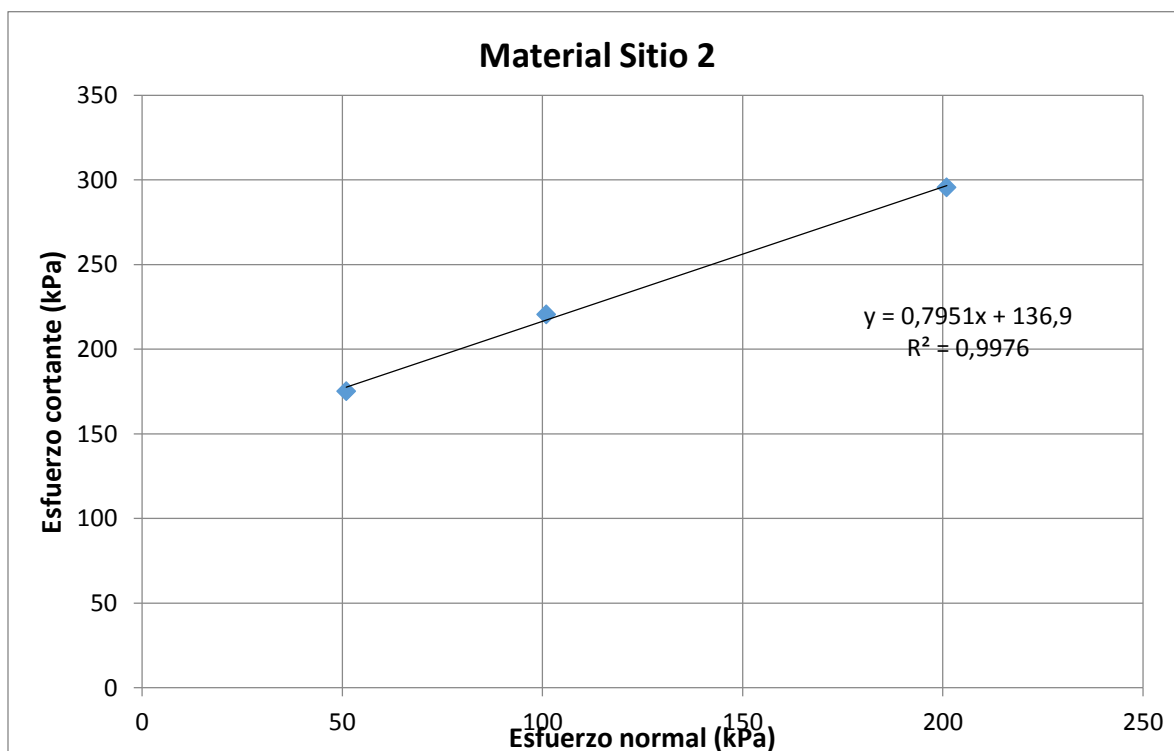
<b>Sitio</b>	<b>1</b>
Esfuerzo Normal (kPa)	Esfuerzo Cortante (kPa)
51	162,0
101	191,5
201	267,0

<b>Sitio</b>	<b>2</b>
Esfuerzo Normal (kPa)	Esfuerzo Cortante (kPa)
51	175,2
101	220,6
201	295,6

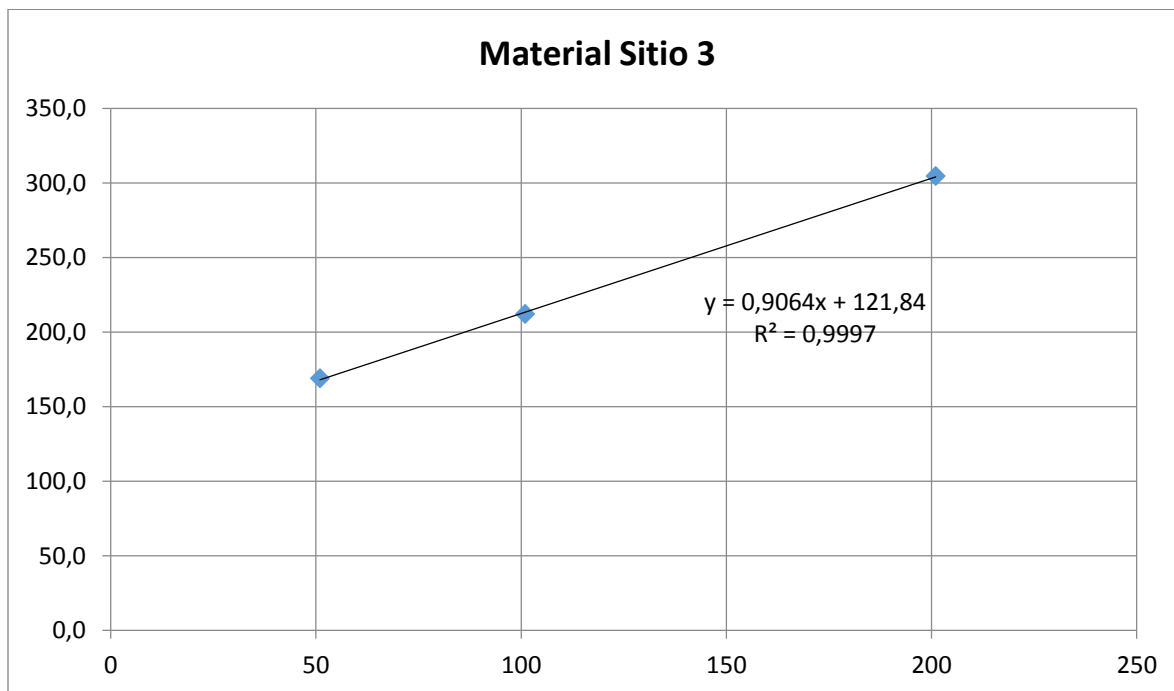
<b>Sitio</b>	<b>3</b>
Esfuerzo Normal (kPa)	Esfuerzo Cortante (kPa)
51	169,0
101	212,0
201	304,5



**Figura 2.2**  
Esfuerzo cortante en función del esfuerzo normal, Sitio 1



**Figura 2.3**  
Esfuerzo cortante en función del esfuerzo normal, Sitio 2



**Figura 2.4**  
Esfuerzo cortante en función del esfuerzo normal, Sitio 3

**Tabla 2.9**  
Resumen de ensayos de corte directo

Material	Angulo de fricción (°)
Sitio 1	35,0
Sitio 2	38,7
Sitio 3	42,1

### **3. EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD DE TERRAPLENES**

#### **3.1 Generalidades**

Como es usual en este tipo de análisis se utilizaron métodos de equilibrio límite para estimar el riesgo. Estas metodologías evalúan el riesgo en términos de un número llamado factor de seguridad, definido como el cociente entre las fuerzas y/o acciones resistentes que se oponen al deslizamiento y las fuerzas motoras que originan el deslizamiento. Para realizar tales análisis se requiere el uso de un computador, ya que por ser métodos estáticamente indeterminados, es necesario utilizar cálculos numéricos de convergencia.

Para realizar los estudios de estabilidad se usó el programa GEOSLOPE (versión 2012) el cual permite la generación automática de superficies de ruptura y la determinación del factor de seguridad asociado a cada una de ellas. Por cada corrida del programa se analizan 1000 o más posibles superficies de ruptura, obteniéndose al final el factor de seguridad crítico (el mínimo de las superficies analizadas por corrida). Los análisis se efectuaron tanto para casos de carga estática como dinámica. El caso de sismo se estudió considerando aceleraciones horizontales promedio (mantenidas durante periodos largos).

Para este caso en particular se trabajó con una aceleración del 20% de la aceleración de la gravedad, valor que representa un sismo muy fuerte. La utilización de este valor para el caso de sismos muy fuertes se justifica por las siguientes razones:

- Para los análisis de estabilidad se utilizan, como es usual, métodos de equilibrio límite, en los cuales la acción de un sismo se introduce como una fuerza pseudo-estática aplicada en el centro de gravedad de la masa que potencialmente sea más crítica.
- La diferencia con el diseño sísmico de estructuras de concreto o acero, donde también se utiliza este procedimiento, es que los períodos de vibración en que puede ocurrir un deslizamiento son muy grandes en relación a los períodos de vibración en que puede ocurrir un daño en una estructura de concreto o acero. Esto es, una estructura de concreto o acero puede sufrir daños en períodos cortos de vibración (décimas de segundo), donde de acuerdo con los registros de un sismograma pueden ocurrir valores altos de aceleración. Es por ello que en el diseño de este tipo de estructuras se utilizan en ocasiones valores altos de

aceleración (0,4 g a 0,6 g por ejemplo). No obstante el comportamiento sísmico de taludes es muy diferente, ya que para períodos cortos de vibración, donde se producen picos importantes de aceleración, no hay tiempo suficiente para que pueda producirse un daño (deslizamiento). Es importante resaltar que para que se produzca un deslizamiento se requiere un rango de tiempo que posiblemente oscila entre 30 segundos a 1,0 minuto, intervalo en el que es imposible se produzca de forma mantenida un pico de aceleración mayor que 0,15 g ó 0,20 g. Es normal por lo tanto que, de acuerdo con la literatura internacional y la experiencia acumulada en el tema de diseño sísmico de taludes, se limite por esa razón el valor de aceleración a un máximo de 0,20 g, en zonas consideradas de altísimo riesgo sísmico (regiones epicentrales sísmicamente activas).

- Los sismos son fenómenos oscilatorios que inducen fuerzas favorables en un instante de tiempo y desfavorables en un instante posterior. Diseñar un talud con un valor alto de aceleración (0,4 g por ejemplo), significa suponer que la fuerza sísmica actúa de manera desfavorable durante todo el tiempo requerido para que se produzca el deslizamiento, situación que a todas luces es ilógica.
- Los sismos son también fenómenos direccionales en que la fuerza sísmica es perpendicular a la dirección de las ondas sísmicas que se originan en un epicentro. Por ello cuando se realiza un estudio dinámico de un talud se supone la condición más desfavorable, es decir cuando el talud está orientado perpendicular a la dirección de la fuerza sísmica. Sin embargo en la realidad no siempre es así. Lo anterior explica porque algunos taludes de una localidad se caen durante un sismo en relación a otros de condiciones similares o peores que no se caen.
- Cuando se comenzaron a realizar los primeros análisis pseudo-estáticos de taludes se utilizaban valores altos de aceleración sísmica (0,4 g ó 0,5 g por ejemplo). Sin embargo el factor de seguridad teórico era siempre menor que 1,0, aunque el suelo fuera de muy buena resistencia. Es decir, para valores altos de aceleración sísmica es prácticamente imposible obtener valores aceptables del factor de seguridad, aún en el caso de suelos duros o rocas. Tal situación es totalmente diferente a lo que ocurre en la realidad, donde taludes en que se pronosticaba teóricamente una falla, la misma no ocurría cuando se producía realmente el sismo. La explicación de este fenómeno está precisamente fundamentada en las razones antes explicadas.

Los parámetros geotécnicos empleados para los estudios de estabilidad se presentan en la Tabla 3.1.

**Tabla 3.1**

Parámetros de suelo para estudios de estabilidad

Estratos	Peso volumétrico (kN/m <sup>3</sup> )		Cohesión, C (kN/m <sup>2</sup> )	Angulo de fricción, Ø (°)
	In situ	Saturado		
Capa 1	19,5	21,0	0,0	De 20 a 30
Capa 2	19,5	20,0	0,0	38

Nota: Se asume que la capa 2 corresponde a un material arenoso con una densidad relativa entre densa y muy densa, lo cual equivale a que este material debe presentar un número de golpes del ensayo Nspt entre 30 y 50 golpes.

Para los estudios, se elaboraron modelos geotécnicos que contemplan como aspectos más relevantes lo siguiente: i) secciones típicas propuestas por Corbana para el diseño del dique (con tres diferentes pendientes), ii) los parámetros de resistencia de los materiales y iii) carga sobre el terraplén (que simula la carga de un camión).

### 3.2 Escenarios de estudio

Para efectos de poder ofrecer recomendaciones concretas sobre la inclinación de los taludes en corte; así como sobre posibles obras de mejoramiento, de ser el caso, se necesitaría tener definidas la geometría del terraplén que se va a utilizar, lo cual no se conoce en este momento. En vista de lo anterior, se llevará a cabo un análisis paramétrico con las inclinaciones propuestas por CORBANA y propiedades mecánicas medias de los materiales existentes (ángulos de fricción de 20°, 25° y 30°), para los suelos arenosos con los que se construirá el terraplén). Se efectuaron tres ensayos de corte directo a los materiales muestreados que comprueban que estos suelos pueden alcanzar el rango de magnitudes planteadas e incluso, una vez densificados presentar valores superiores. Los ensayos de corte directo obtuvieron resultados de ángulos de fricción de 35,0, 38,7 y 42,1°; para los materiales muestreados en los Sitios 1, 2 y 3 respectivamente.

Los resultados de este análisis servirán de base para que en una fase de diseño detallado del proyecto, se seleccionen con un mejor criterio las geometrías de eventuales cortes que deban hacerse. Para casos más específicos, igualmente deberán hacerse análisis posteriores particulares, como parte de una fase de diseño detallado del proyecto.

Para efectos del análisis paramétrico, se evaluaron taludes de 2,00 m, 4,00 m y 6,00 m de altura, incluyendo en los análisis el efecto de una sobrecarga en la parte superior del terraplén (simulando la que transmitirá un vehículo de carga pesada). A partir de la combinación de estos factores se obtienen los factores de seguridad para cada inclinación propuesta. Finalmente se evalúa, a nivel conceptual, si es necesario emplear métodos de reforzamiento del terraplén o mejoramiento de suelos para alcanzar factores de seguridad adecuados.

### 3.3 Terraplenes contruidos con materiales arenosos compactados

Las Tablas 3.2, 3.3 y 3.4, muestran las diferentes condiciones estudiadas; los factores de seguridad; así como los comentarios asociados a cada uno de los casos analizados.

**Tabla 3.2**

Análisis de terraplén de 2,00 m de altura

Caso estudiado	Factor de seguridad		Comentario
	Estático	Sismo	
Inclinación 1H:1V con $\phi_1=20^\circ$	0,7	0,5	Inaceptable
Inclinación 1½H:1V con $\phi_1=20^\circ$	0,8	0,6	Inaceptable
Inclinación 2H:1V con $\phi_1=20^\circ$	1,0	0,7	Inaceptable
Inclinación 1H:1V con $\phi_1=25^\circ$	0,9	0,6	Inaceptable
Inclinación 1½H:1V con $\phi_1=25^\circ$	1,0	0,7	Inaceptable
Inclinación 2H:1V con $\phi_1=25^\circ$	1,2	0,8	Inaceptable
Inclinación 1H:1V con $\phi_1=30^\circ$	1,1	0,8	Inaceptable
Inclinación 1½H:1V con $\phi_1=30^\circ$	1,3	0,9	Inaceptable
Inclinación 2H:1V con $\phi_1=30^\circ$	1,55	1,04	Aceptable

**Notas:**

- 1) Se ha utilizado un modelo de análisis de dos capas.
- 2) Se han estudiado tres inclinaciones: 1H:1V, 1½H:1V y 2H:1V (H=horizontal y V= vertical).
- 3) Se estima como valor aceptable para taludes en general, un factor de seguridad de 1,40 para condiciones estáticas y un valor de 1,05 para situaciones de sismo según Tabla 3, pág. 7 del Código de Taludes de Costa Rica (asumiendo un riesgo de pérdidas de vidas humanas medio y riesgo de daños económicos y ambientales medio).



**Tabla 3.3**

Análisis de terraplén de 4,00 m de altura

Caso estudiado	Factor de seguridad		Comentario
	Estático	Sismo	
Inclinación 1H:1V con $\phi_1=20^\circ$	0,5	0,4	Inaceptable
Inclinación 1½H:1V con $\phi_1=20^\circ$	0,7	0,5	Inaceptable
Inclinación 2H:1V con $\phi_1=20^\circ$	0,8	0,6	Inaceptable
Inclinación 1H:1V con $\phi_1=25^\circ$	0,7	0,5	Inaceptable
Inclinación 1½H:1V con $\phi_1=25^\circ$	0,9	0,6	Inaceptable
Inclinación 2H:1V con $\phi_1=25^\circ$	1,1	0,7	Inaceptable
Inclinación 1H:1V con $\phi_1=30^\circ$	0,8	0,6	Inaceptable
Inclinación 1½H:1V con $\phi_1=30^\circ$	1,1	0,7	Inaceptable
Inclinación 2H:1V con $\phi_1=30^\circ$	1,3	0,9	Inaceptable

**Notas:**

- 1) Se ha utilizado un modelo de análisis de dos capas.
- 2) Se han estudiado tres inclinaciones: 1H:1V, 1½H:1V y 2H:1V (H=horizontal y V= vertical).
- 3) Se estima como valor aceptable para taludes en general, un factor de seguridad de 1,40 para condiciones estáticas y un valor de 1,05 para situaciones de sismo según Tabla 3, pág. 7 del Código de Taludes de Costa Rica (asumiendo un riesgo de pérdidas de vidas humanas medio y riesgo de daños económicos y ambientales medio).

**Tabla 3.4**

Análisis de terraplén de 6,00 m de altura

Caso estudiado	Factor de seguridad		Comentario
	Estático	Sismo	
Inclinación 1H:1V con $\phi_1=20^\circ$	0,5	0,3	Inaceptable
Inclinación 1½H:1V con $\phi_1=20^\circ$	0,6	0,4	Inaceptable
Inclinación 2H:1V con $\phi_1=20^\circ$	0,8	0,5	Inaceptable
Inclinación 1H:1V con $\phi_1=25^\circ$	0,6	0,4	Inaceptable
Inclinación 1½H:1V con $\phi_1=25^\circ$	0,8	0,6	Inaceptable
Inclinación 2H:1V con $\phi_1=25^\circ$	1,0	0,7	Inaceptable
Inclinación 1H:1V con $\phi_1=30^\circ$	0,8	0,5	Inaceptable
Inclinación 1½H:1V con $\phi_1=30^\circ$	1,0	0,7	Inaceptable
Inclinación 2H:1V con $\phi_1=30^\circ$	1,3	0,9	Inaceptable

**Notas:**

- 1) Se ha utilizado un modelo de análisis de dos capas.
- 2) Se han estudiado tres inclinaciones: 1H:1V, 1½H:1V y 2H:1V (H=horizontal y V= vertical).
- 3) Se estima como valor aceptable para taludes en general, un factor de seguridad de 1,40 para condiciones estáticas y un valor de 1,05 para situaciones de sismo según Tabla 3, pág. 7 del Código de Taludes de Costa Rica (asumiendo un riesgo de pérdidas de vidas humanas medio y riesgo de daños económicos y ambientales medio).

A partir de los resultados obtenidos en las tablas 3.2, 3.3 y 3.4, se puede concluir lo siguiente:

1. Terraplenes de 2,00 m de altura, con la presencia de cargas en la parte superior, presentan factores de seguridad inaceptables, para las tres inclinaciones propuestas y ángulos de fricción de  $20^\circ$  y  $25^\circ$ .
2. Terraplenes de 2,00 m de altura, con la presencia de cargas en la parte superior, inclinaciones de 1H:1V y 1½H:1V, con ángulo de fricción de  $30^\circ$ , presentan factores de seguridad inaceptables; mientras que taludes inclinados 2H:1V, con ángulo de fricción de  $30^\circ$ , presentan factores de seguridad aceptables para los requerimientos solicitados por el Código de Taludes de Costa Rica.

3. Terraplenes de 4,00 m y 6,00 m de altura, con la presencia de cargas en la parte superior, presentan factores de seguridad inaceptables, para las tres inclinaciones (1H:1V, 1½H:1V y 2H:1V) y ángulos de fricción propuestos (20°, 25° y 30°).
4. Se pueden construir terraplenes de 2,00 m de altura con taludes inclinados 2H:1V, con los materiales estudiados; siempre y cuando los porcentajes de densificación obtenidos permitan que los materiales alcancen ángulos de fricción de 30° o mayores.
5. Para terraplenes contruidos con estos materiales granulares, que presenten alturas mayores a 2,00 m, se necesita de algún método de mejoramiento de las características de resistencia de los materiales o la construcción de los terraplenes mediante un sistema de reforzamiento de suelo (suelo reforzado con geotextiles), que permita aumentar los factores de seguridad y alcanzar los requerimientos solicitados en el Código de Taludes de Costa Rica.

### 3.4 Mejoramiento del suelo

Para usar los materiales granulares existentes en la zona y lograr construir terraplenes con alturas mayores a 2,00 m, se propone el mejoramiento de los materiales arenosos mediante la adición de cemento para elaborar un tipo de toba cemento. Dado que lo que se pretende es valorar el comportamiento de los terraplenes bajo este nuevo escenario, se estudiara el caso más crítico con el terraplén de mayor elevación (6,00 m) y se asumirá un incremento en el valor de cohesión del material arenoso de 20 kPa. Los resultados de este nuevo estudio se presentan en la Tabla 3.5.

**Tabla 3.5**

Análisis de terraplén de 6,00 m de altura con mejoramiento de suelo

Caso estudiado	Factor de seguridad		Comentario
	Estático	Sismo	
Inclinación 1H:1V con $\phi_1=20^\circ$	1,5	1,1	Aceptable
Inclinación 1½H:1V con $\phi_1=20^\circ$	1,7	1,2	Aceptable
Inclinación 2H:1V con $\phi_1=20^\circ$	2,0	1,4	Aceptable

**Notas:**

- 1) Capa 1 con  $C_1=20$  kPa y  $\phi_1=20^\circ$ . Capa 2 con  $C_2=0$  kPa y  $\phi_2=38^\circ$ .
- 2) Se han estudiado tres inclinaciones: 1H:1V, 1½H:1V y 2H:1V (H=horizontal y V=vertical).

- 3) Se estima como valor aceptable para taludes en general, un factor de seguridad de 1,40 para condiciones estáticas y un valor de 1,05 para situaciones de sismo según Tabla 3, pág. 7 del Código de Taludes de Costa Rica (asumiendo un riesgo de pérdidas de vidas humanas medio y riesgo de daños económicos y ambientales medio).

De la tabla anterior se concluye que la propuesta de mejorar las condiciones de resistencia del suelo arenoso mediante la adición de cemento, permiten levantar terraplenes de hasta 6,00 m de elevación con factores de seguridad adecuados.

### 3.5 Reforzamiento con geotextiles

La segunda solución para usar los materiales granulares existentes en la zona y lograr construir terraplenes con alturas mayores a 2,00 m, es el reforzamiento de los terraplenes mediante el uso de geotextiles (suelo reforzado). Al igual que en el estudio anterior, se analizara el caso más crítico con el terraplén de mayor elevación (6,00 m). Los resultados de este nuevo estudio se presentan en la Tabla 3.6.

**Tabla 3.6**

Análisis de terraplén de 6,00 m de altura con mejoramiento de suelo

Caso estudiado	Factor de seguridad		Comentario
	Estático	Sismo	
Inclinación 1H:1V con $\phi_1=20^\circ$	1,8	1,4	Aceptable
Inclinación 1½H:1V con $\phi_1=20^\circ$	2,1	1,6	Aceptable
Inclinación 2H:1V con $\phi_1=20^\circ$	2,3	1,6	Aceptable

**Notas:**

- 1) Capa 1 con  $C_1=0$  kPa  $\phi_1=20^\circ$ . Capa 2 con  $C_2=0$  kPa y  $\phi_2=38^\circ$ .
- 2) Se han estudiado tres inclinaciones: 1H:1V, 1½H:1V y 2H:1V (H=horizontal y V=vertical).
- 3) Se estima como valor aceptable para taludes en general, un factor de seguridad de 1,40 para condiciones estáticas y un valor de 1,05 para situaciones de sismo según Tabla 3, pág. 7 del Código de Taludes de Costa Rica (asumiendo un riesgo de pérdidas de vidas humanas medio y riesgo de daños económicos y ambientales medio).

De la tabla anterior se concluye que la propuesta de construir terraplenes (de hasta 6,00 m de altura), empleando el suelo granular existente mediante el sistema de suelo reforzado, permite alcanzar factores de seguridad adecuados para los requerimientos de este tipo de obras.

## 4. CONCLUSIONES

Del trabajo efectuado se puede concluir:

- 1) Se presenta la caracterización de propiedades ingenieriles de tres muestras de materiales granulares provenientes del cauce del río Chirripó, en su paso por la localidad de Matina, Limón.
- 2) Los materiales estudiados clasifican de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, como arenas y gravas pobremente graduadas, tipo SP y GP respectivamente.
- 3) De la información de las tablas adjuntas en el anexo A (del libro "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones" – G. Sowers) se puede indicar:
  - i) Los materiales estudiados presentan de aceptables a buenas características de compactación.
  - ii) Los materiales clasificados como SP (arenas pobremente graduadas), se pueden compactar con tractor, llantas de goma y rodillos pata de cabra ligeros.
  - iii) Los materiales clasificados como GP (gravas pobremente graduadas), se pueden compactar con llantas de goma, ruedas de acero y cilindro apisonador vibratorio.
  - iv) Los materiales clasificados como GP presentan un valor como material de terraplén razonablemente estable; en tanto, que los suelos catalogados como SP se califican como razonablemente estables si se densifican adecuadamente.
  - v) Su valor como pavimento temporal con tratamiento bituminoso es de deficiente a aceptable.
- 4) Se ha realizado un estudio de estabilidad para evaluar el uso de estos suelos en la construcción de terraplenes de carreteras de diferente elevación, que concluye:
  - i) Se pueden usar estos materiales para la construcción de terraplenes de hasta 2,00 m de altura con taludes inclinados 2H:1V (horizontal:vertical); siempre y cuando, se densifiquen adecuadamente y logren alcanzar ángulos de fricción interna de 30° o mayores.
  - ii) Parar terraplenes de mayor elevación (4,00 y 6,00 m), se pueden usar estos materiales ya sea adicionando cemento para mejorar sus características de resistencia o mediante el sistema de suelo reforzado con geotextiles.



# **ANEXO A**

## **Características de los suelos de acuerdo a clasificación SUCS**

**Tabla 5.1 CARACTERÍSTICAS Y VALORES DEL SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS PARA CONSTRUCCIONES CON SUELOS \***

Clase (1)	Características de compactación (2)	Máximo peso específico seco Proctor normal (kg/m <sup>3</sup> ) (3) +	Compresibilidad y expansión (4)	Drenaje y permeabilidad (5)	Valor como material de terraplén (6)	Valor como subrasante no sometida a heladas (7)	Valor como capa de base (8)	Valor como pavimento temporal	
								Con paliativo para el polvo (9)	Con tratamiento bituminoso (10)
GW	Buena, tractor, llantas de goma, ruedas de acero o cilindro apisonador vibratorio	2000 – 2160 (125 - 135)	Casi ninguna	Buen drenaje, permeable	Muy estable	Excelente	Bueno	Aceptable a deficiente	Excelente
GP	Buena, tractor, llantas de goma, ruedas de acero o cilindro apisonador vibratorio	21840 – 2000 (115 - 125)	Casi ninguna	Buen drenaje, permeable	Razonablemente estable	Excelente a bueno	Deficiente a aceptable	Deficiente	Deficiente a aceptable
GM	Buena, llantas de goma o rodillo de patas de cabra ligero	1920 – 2160 (120 - 135)	Ligera	Drenaje deficiente, semipermeable	Razonablemente estable	Excelente a bueno	Aceptable a deficiente	Deficiente	Deficiente a aceptable
GC	Buena a aceptable, llantas de goma o rodillo de patas de cabra ligero	1840 – 2080 (115 - 130)	Ligera	Drenaje deficiente, impermeable	Razonablemente estable	Bueno	Bueno a aceptable **	Excelente	Excelente
SW	Buena: tractor, llantas de goma o rodillo de patas de cabra ligero	1760 – 2080 (110 - 130)	Casi ninguna	Buen drenaje, permeable	Muy estable	Bueno	Aceptable a deficiente	Aceptable a deficiente	Bueno
SP	Buena: tractor, llantas de goma o rodillo de patas de cabra ligero	1600 – 1920 (100 - 120)	Casi ninguna	Buen drenaje, permeable	Razonablemente estable si denso	Bueno a aceptable	Deficiente	Deficiente	Deficiente a aceptable
SM	Buena: llantas de goma o rodillo patas de cabra	1760 – 2080 (110 - 125)	Ligera	Drenaje deficiente, impermeable	Razonablemente estable si denso	Bueno a aceptable	Deficiente	Deficiente	Deficiente a aceptable
SC	Buena a aceptable: rodillo de patas de cabra o llantas de goma	1680 – 2000 (105 - 125)	Ligera a mediana	Drenaje deficiente, impermeable	Razonablemente estable	Bueno a aceptable	Aceptable a deficiente **	Excelente	Excelente
ML	Aceptable a deficiente: rodillo de patas de cabra o llantas de goma	1520 – 1920 (95 - 120)	Ligera a mediana	Drenaje deficiente, impermeable	Estabilidad deficiente, se requiere alta densidad	Aceptable a deficiente	Inadecuado	Deficiente	Deficiente
CL	Aceptable a deficiente: rodillo de patas de cabra o llantas de goma	1520 – 1920 (95 - 120)	Mediana	No hay drenaje, impermeable	Buena estabilidad	Aceptable a deficiente	Inadecuado	Deficiente	Deficiente
OL	Aceptable a deficiente: rodillo de patas de cabra o llantas de goma	1280 – 1600 (80 - 100)	Mediana a alta	Drenaje deficiente, impermeable	Inestable, no debe usarse	Deficiente	Inadecuado	Inadecuado	Inadecuado
MH	Aceptable a deficiente: rodillo de patas de cabra o llantas de goma	1120 – 1520 (70 - 95)	Alta	Drenaje deficiente, impermeable	Estabilidad deficiente, no debe usarse	Deficiente	Inadecuado	Malo	Malo
CH	Aceptable a deficiente: rodillo de patas de cabra	1280 – 1680 (80 - 105)	Muy alta	No hay drenaje, impermeable	Estabilidad aceptable, se puede ablandar por expansión	Deficiente a malo	Inadecuado	Malo	Inadecuado
OH	Aceptable a deficiente: rodillo de patas de cabra	1040 – 1600 (65 - 100)	Alta	No hay drenaje, impermeable	Inestable no debe usarse	Malo	Inadecuado	Inadecuado	Inadecuado
Pt	Inadecuado		Muy alta	Drenaje aceptable a deficiente	No debe usarse	Inadecuado	Inadecuado	Inadecuado	Inadecuado

\* Adaptada de la referencia 5.2

\*\* Inadecuado si está sometido a heladas.

+ Los números entre paréntesis de la columna (3) son libras por pie cúbico.

TABLA 4 : 1 POTENCIALIDAD DE DRENAJE. CLASIFICACION UNIFICADA  
DE SUELOS 4:13

Clase de de suelo	Características de drenaje	Clase de suelo	Características de drenaje
GW	Excelente	ML	Regular a pobre
GP	Excelente	CL	Impermeable
GM	Regular a impermeable	OL	Pobre
GC	Pobre a impermeable	MH	Regular a pobre
SW	Excelente	CH	Impermeable
SP	Excelente	OH	Impermeable
SM	Regular a impermeable	Pt	Regular a pobre
SC	Pobre e impermeable		

TABLA 5 : 2 CONDICIONES PROVISIONALES PARA LA COMPACTACION  
CLASES DE SUELOS DEL SISTEMA UNIFICADO

Clase de suelo	Compactación requerida—Porcentaje de Proctor Normal Máximo		
	Clase 1	Clase 2	Clase 3
GW	97	94	90
GP	97	94	90
GM	98	94	90
GC	98	94	90
SW	97	95	91
SP	98	95	91
SM	98	95	91
SC	99	96	92
ML	100	96	92
CL	100	96	92
OL	—	96	93
MH	—	97	93
CH	—	—	93
OH	—	97	93

- Clase 1 Más de 2.50 m de relleno que soporta edificios de 1 ó 2 pisos  
Más de 1.00 m de subrasante bajo pavimentos  
Más de 0.30 m de relleno bajo pisos  
Presas de tierra de más de 30 m de altura
- Clase 2 Partes más profundas de rellenos bajo edificios  
Partes más profundas (hasta 10 m) de relleno bajo pavimentos o pisos  
Presas de tierra de menos de 30 m de altura
- Clase 3 Todos los demás rellenos que requieran algún grado de resistencia o incom-  
presibilidad





# **ANEXO B**

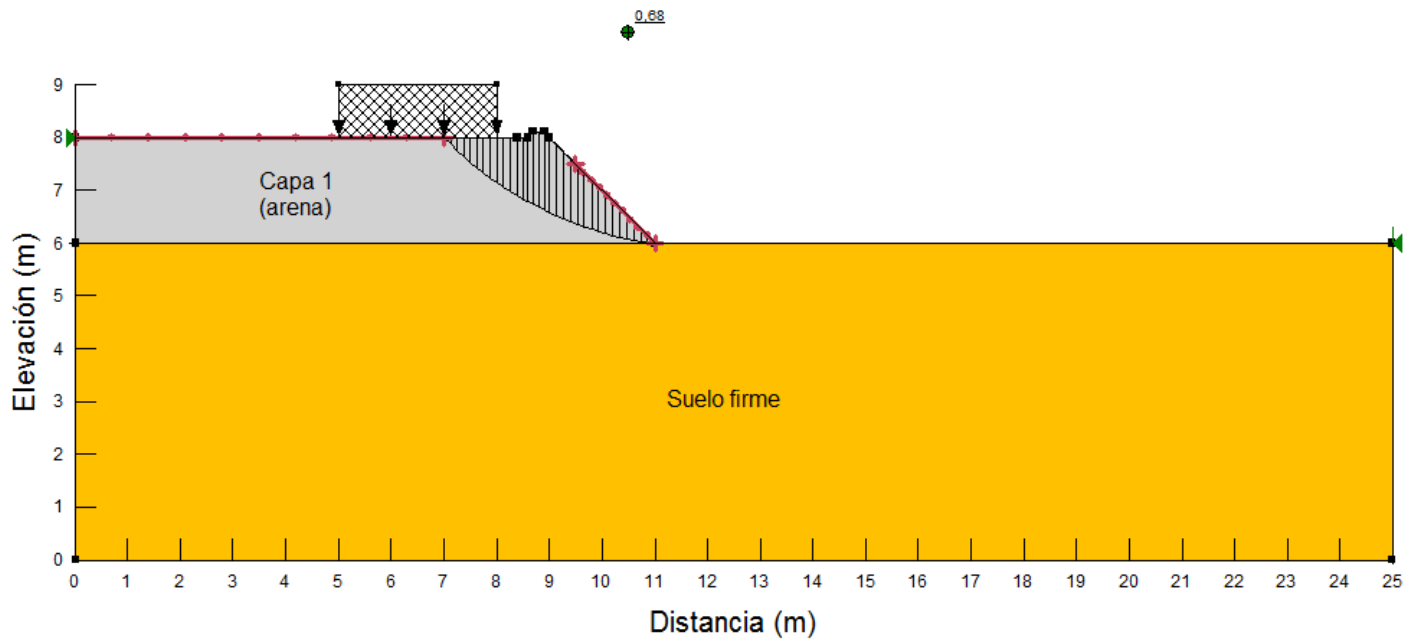
## **Resultados de estabilidad**

## TERRAPLEN DE 2,00 M

### PROYECTO

Dique en Matina, Limón

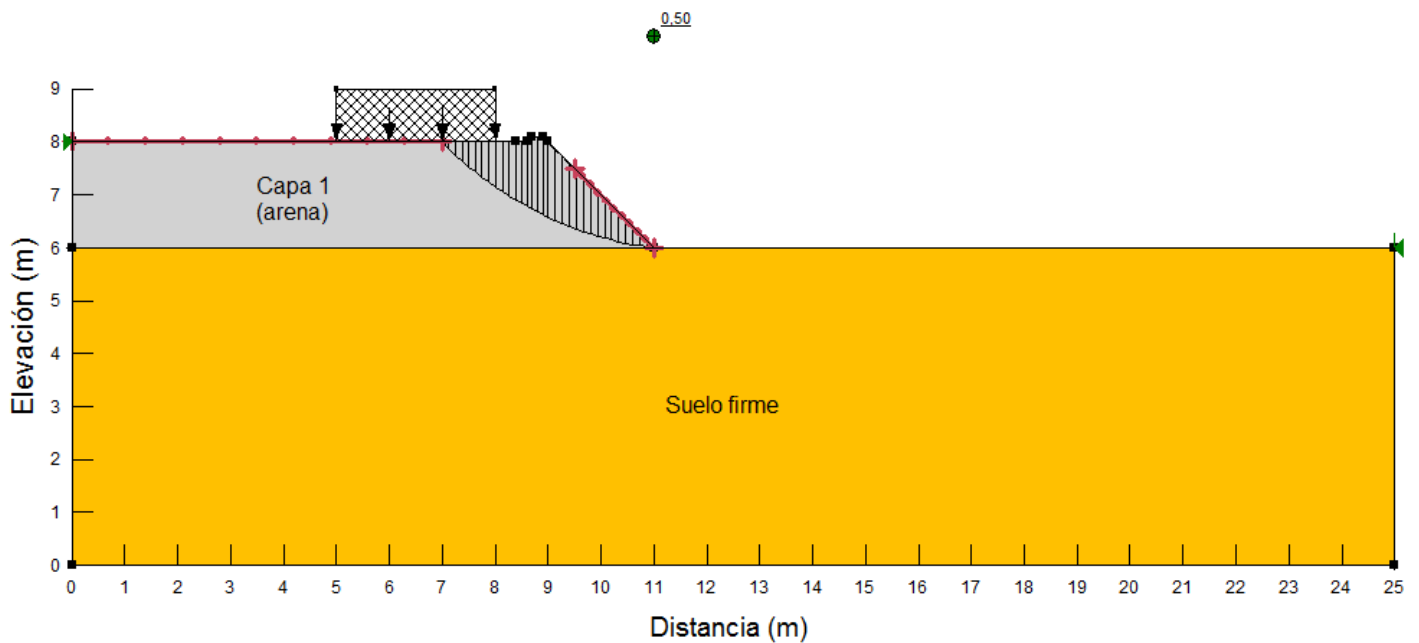
Dique con pendiente 1H:1V, altura dique 2,00 m, arena  $\phi=20^\circ$  - estático



### PROYECTO

Dique en Matina, Limón

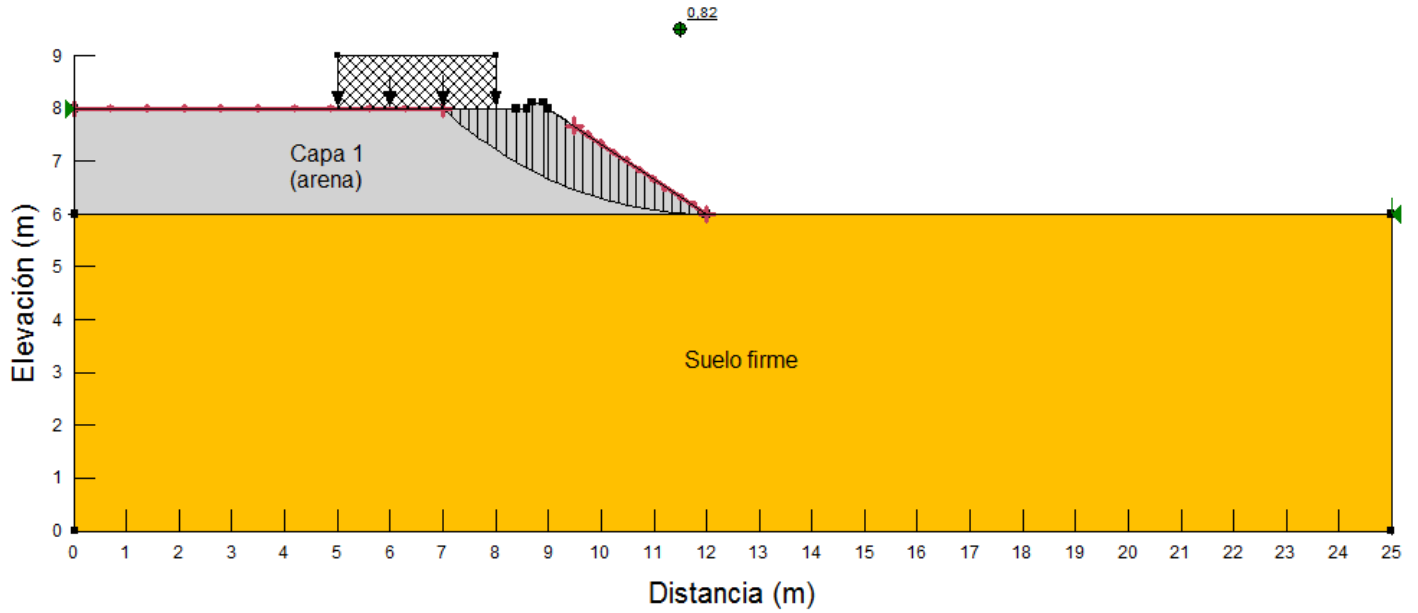
Dique con pendiente 1H:1V, altura dique 2,00 m, arena  $\phi=20^\circ$  - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

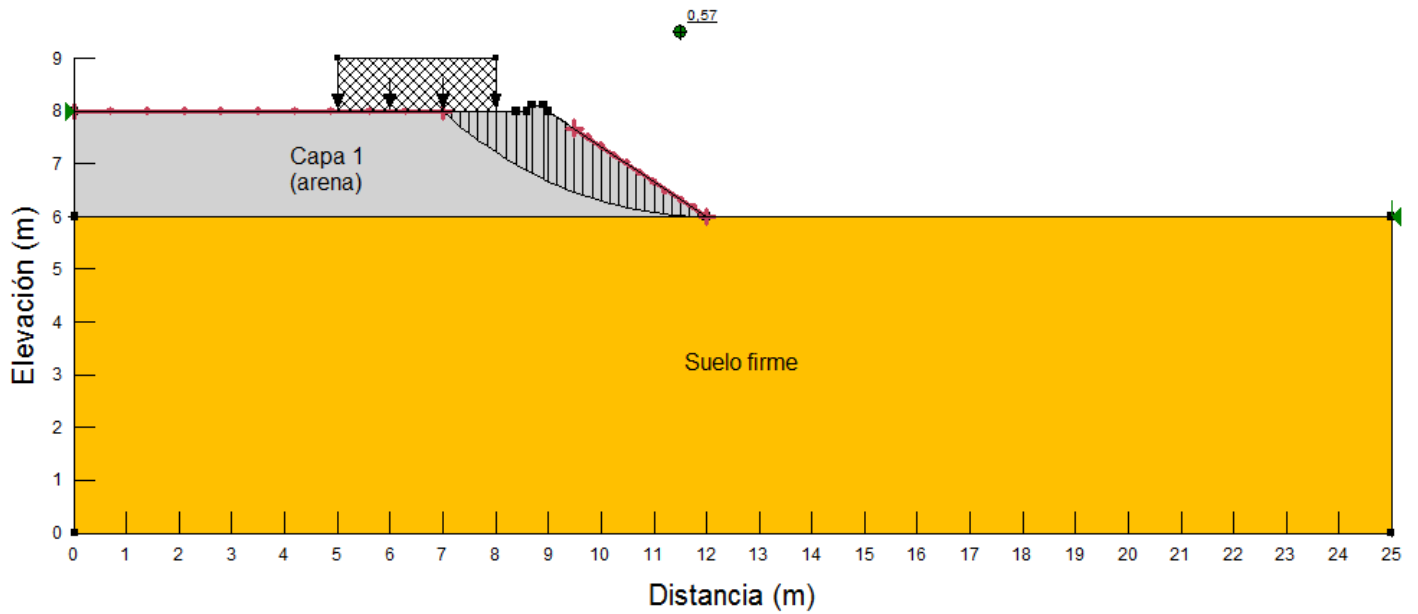
Dique con pendiente 1,5H:1V, altura dique 2,00 m, arena  $\phi=20^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

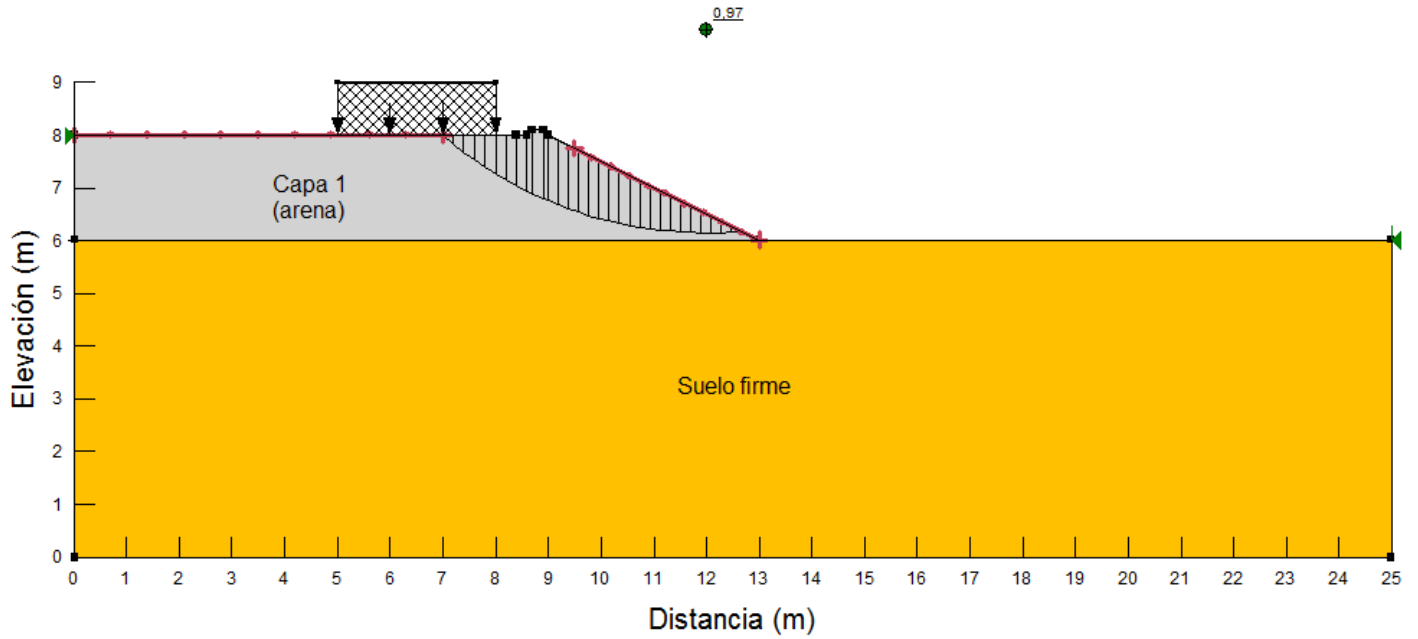
Dique con pendiente 1,5H:1V, altura dique 2,00 m, arena  $\phi=20^\circ$  - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

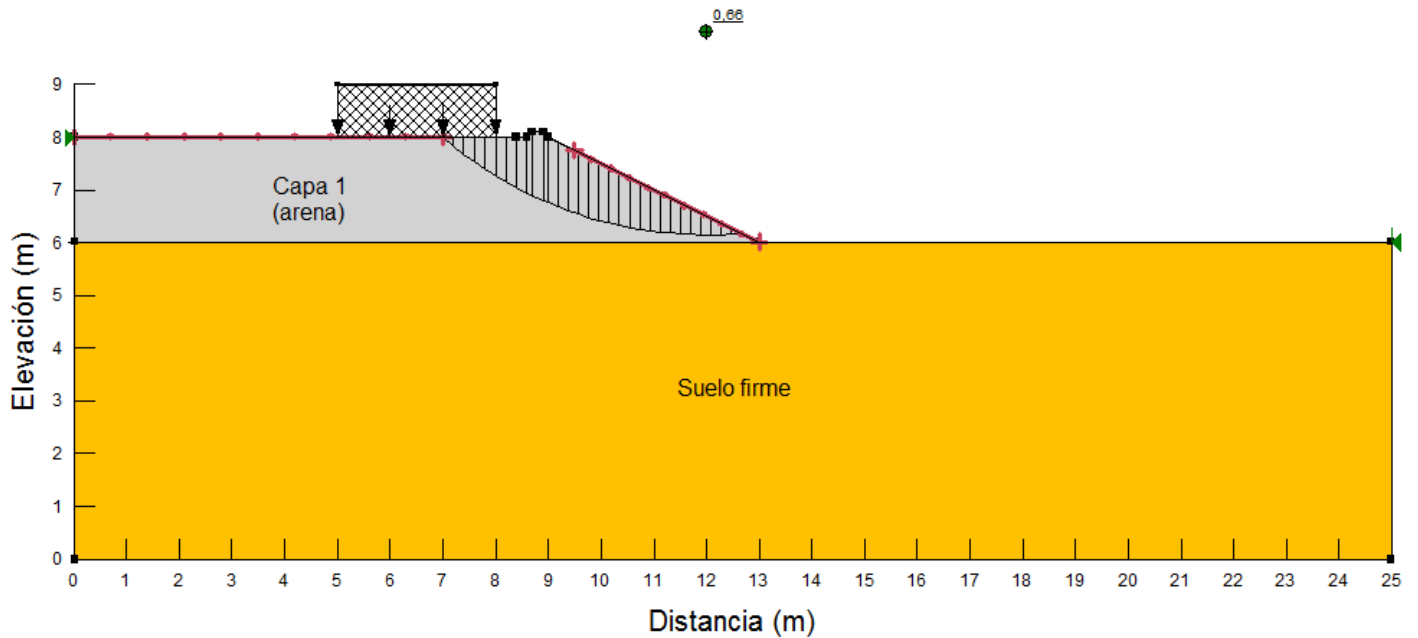
Dique con pendiente 2H:1V, altura dique 2,00 m, arena  $\phi=20^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

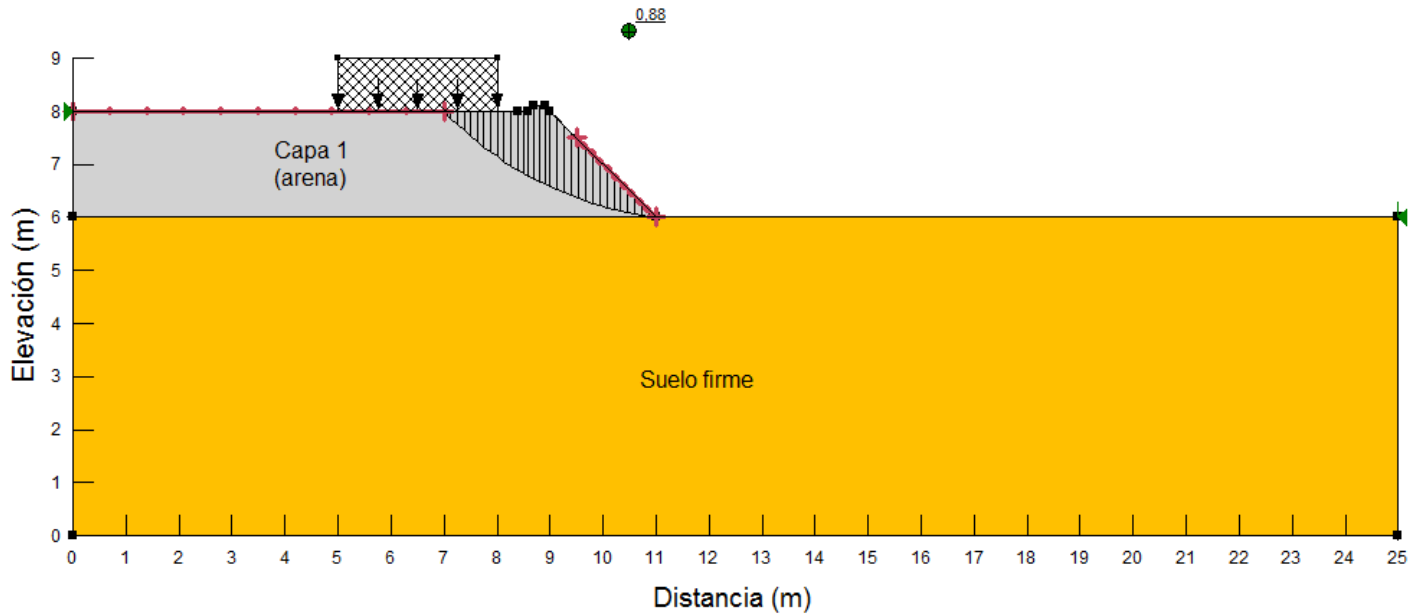
Dique con pendiente 2H:1V, altura dique 2,00 m, arena  $\phi=20^\circ$  - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

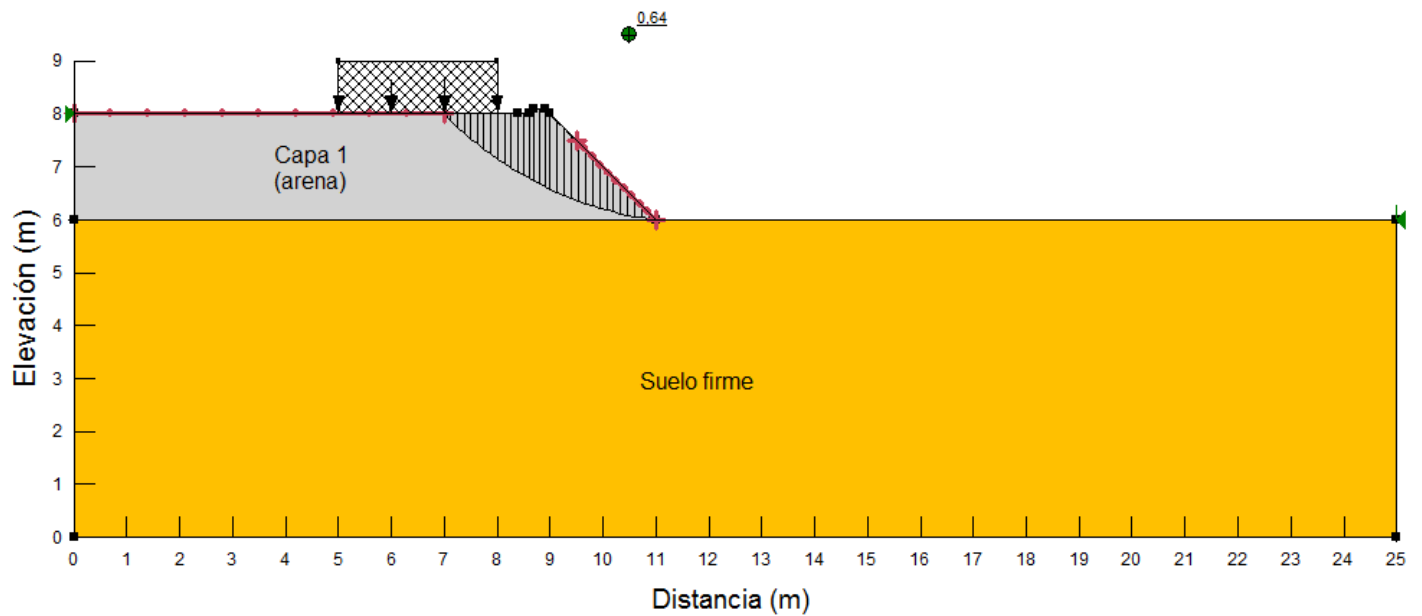
Dique con pendiente 1H:1V, altura dique 2,00 m, arena  $\phi=25^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

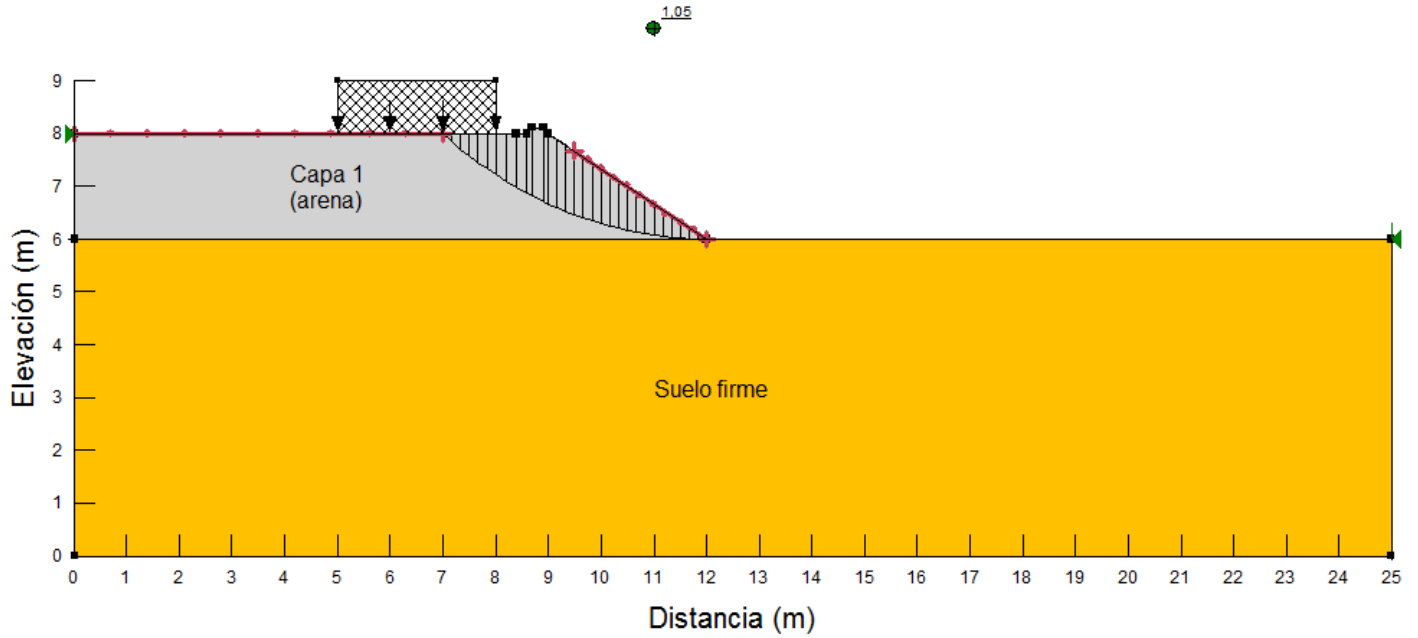
Dique con pendiente 1H:1V, altura dique 2,00 m, arena  $\phi=25^\circ$  - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

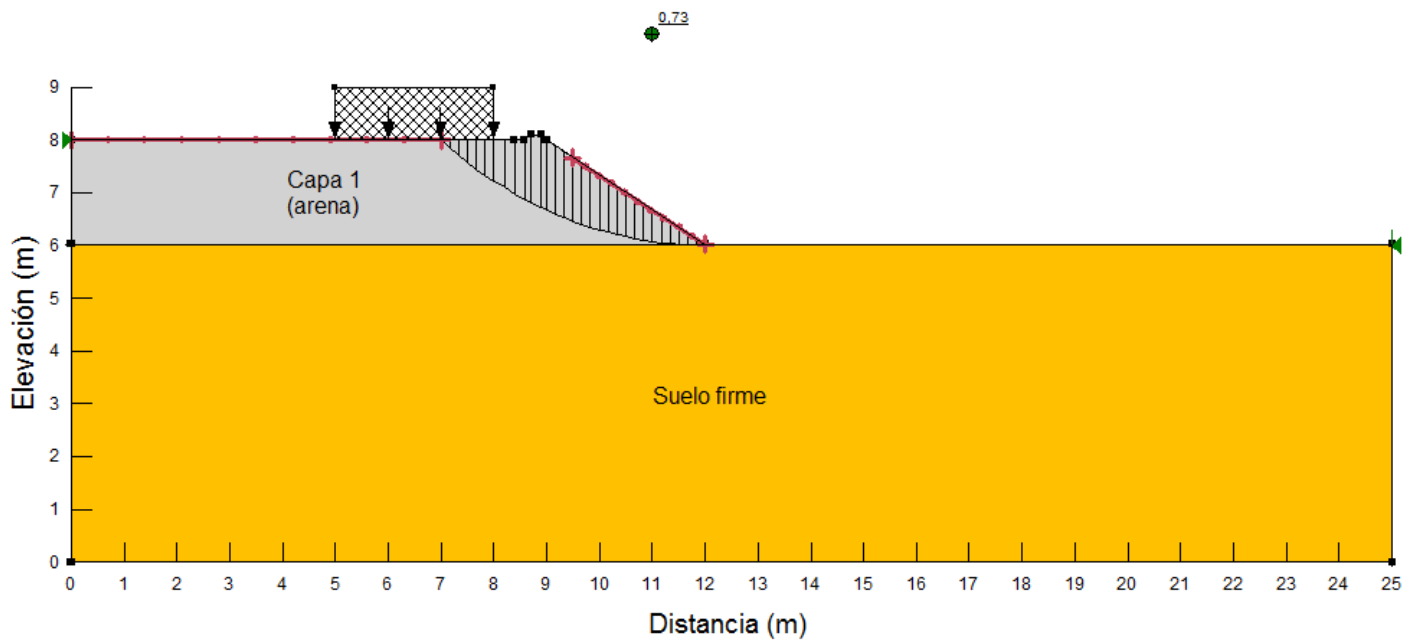
Dique con pendiente 1,5H:1V, altura dique 2,00 m, arena  $\phi=25^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

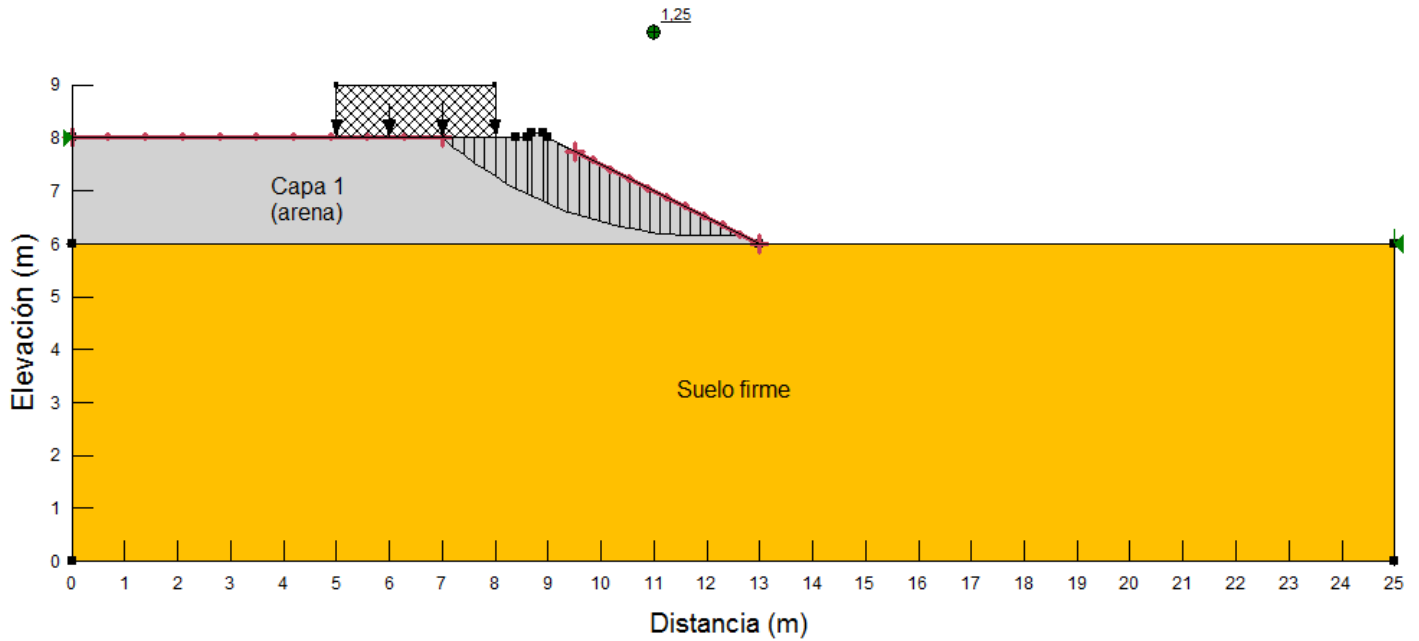
Dique con pendiente 1,5H:1V, altura dique 2,00 m, arena  $\phi=25^\circ$  - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

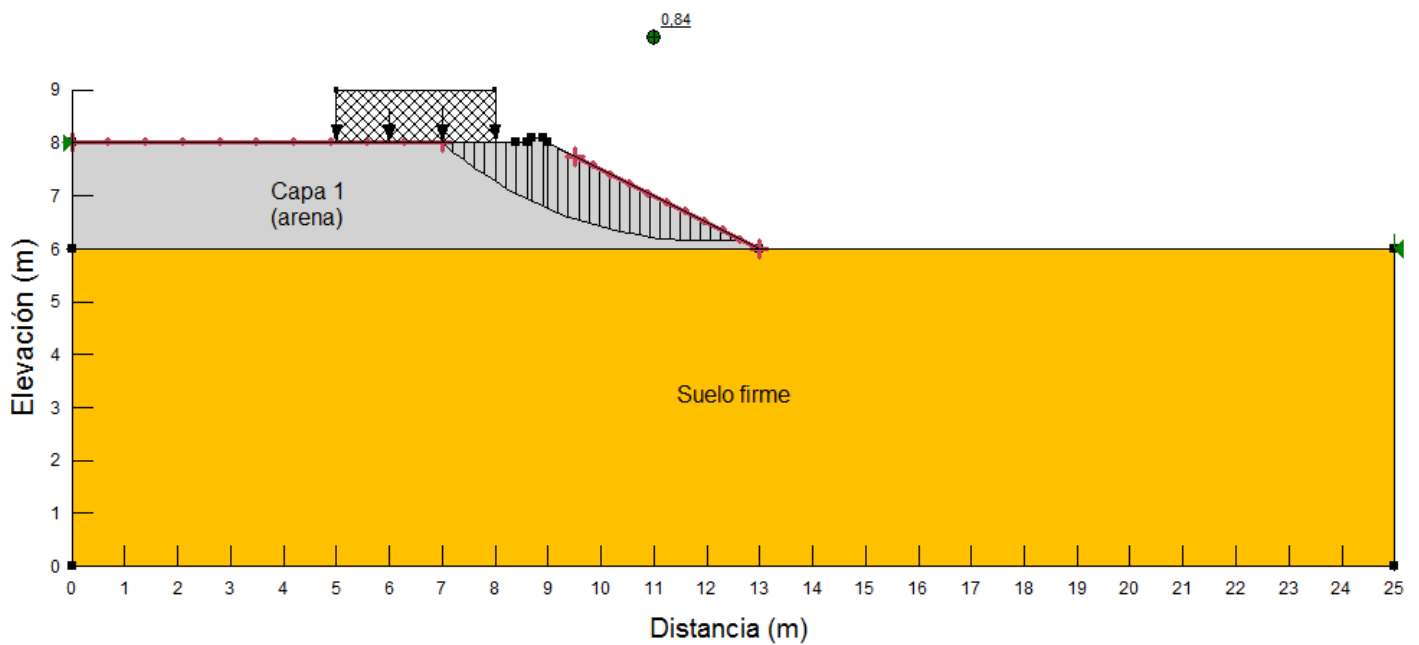
Dique con pendiente 2H:1V, altura dique 2,00 m, arena  $\phi=25^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

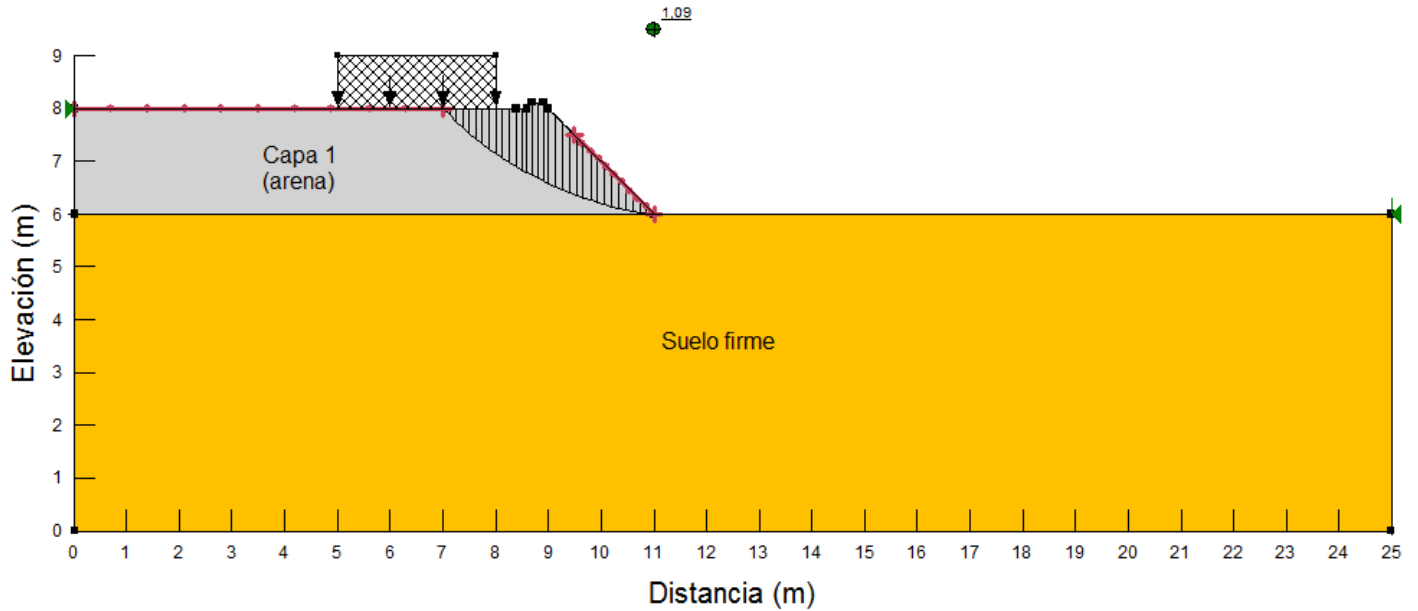
Dique con pendiente 2H:1V, altura dique 2,00 m, arena  $\phi=25^\circ$  - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

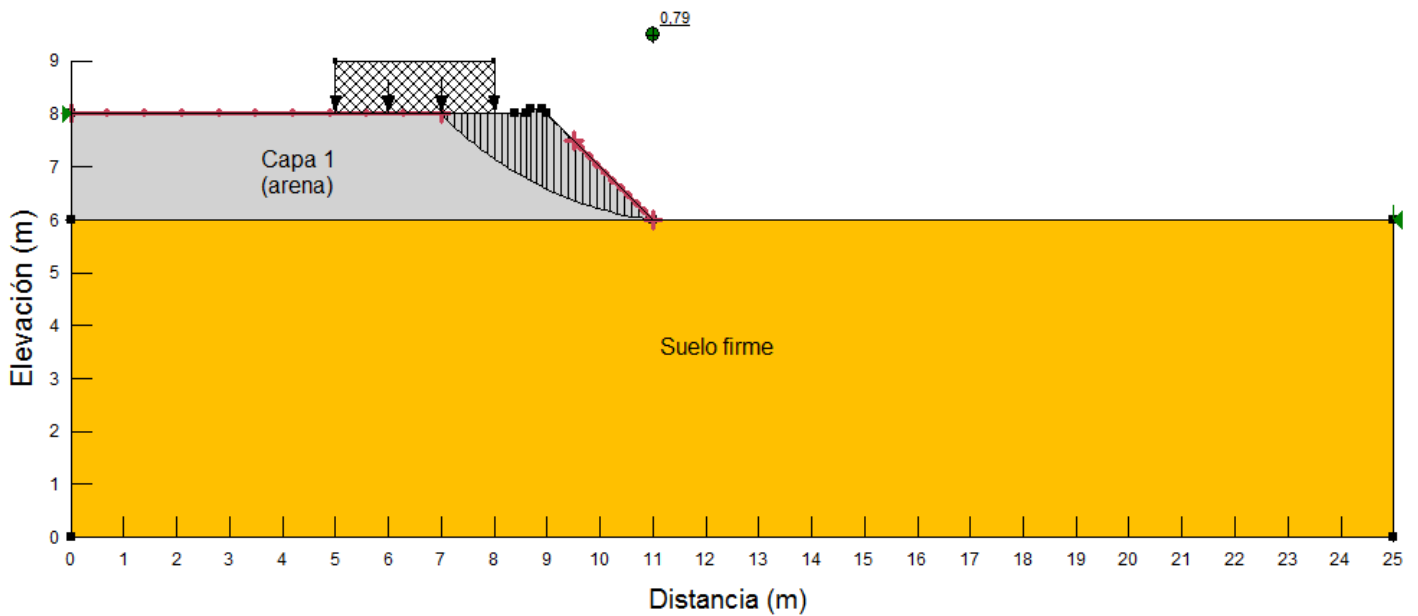
Dique con pendiente 1H:1V, altura dique 2,00 m, arena  $\phi=30^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

Dique con pendiente 1H:1V, altura dique 2,00 m, arena  $\phi=30^\circ$  - sismo

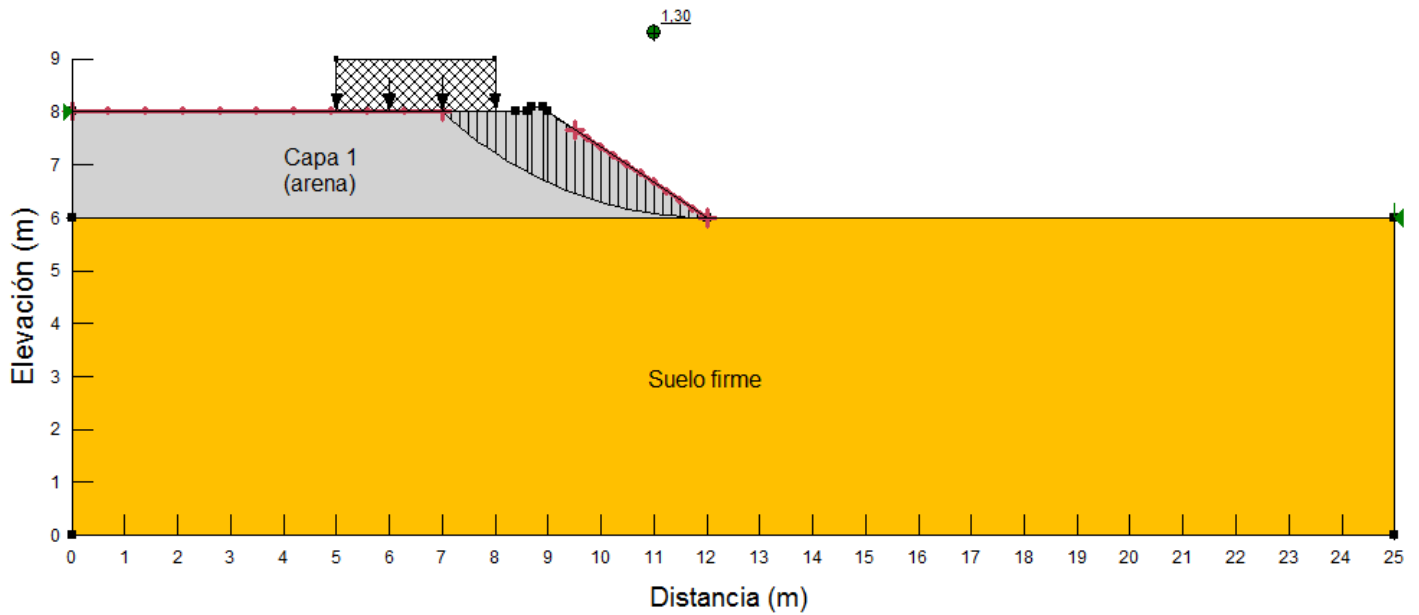




## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

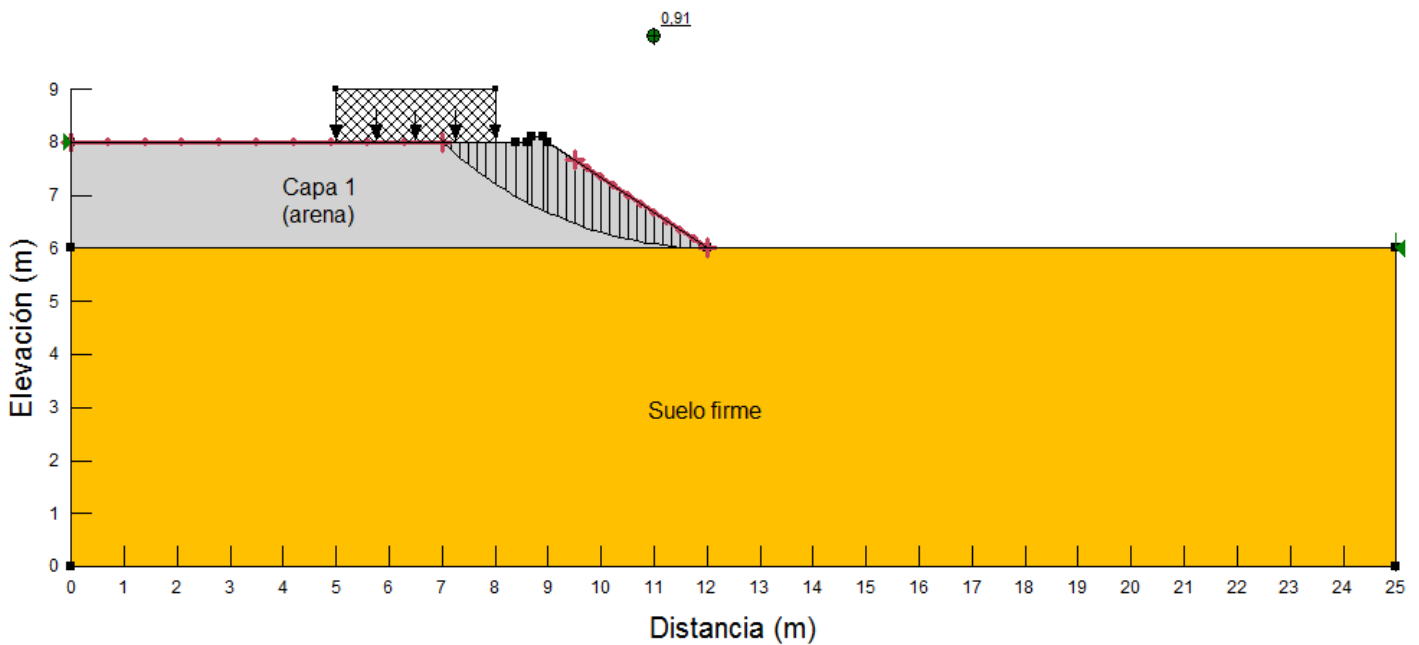
Dique con pendiente 1,5H:1V, altura dique 2,00 m, arena  $\phi=30^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

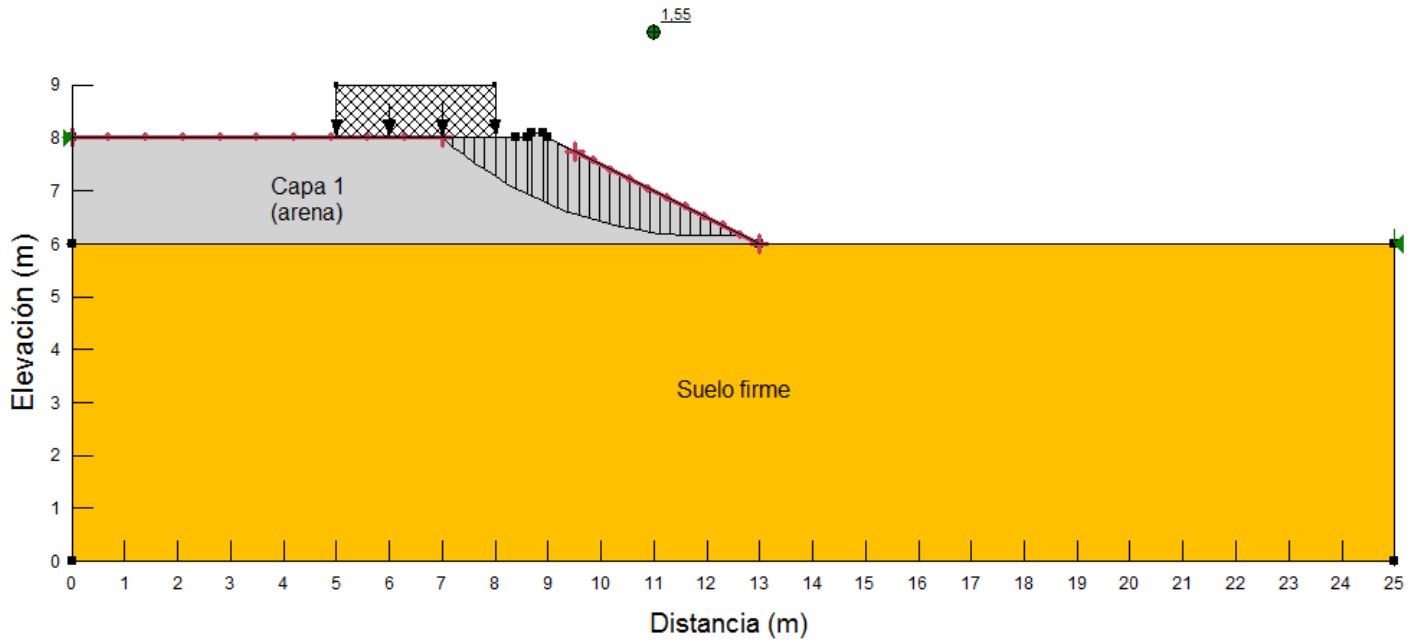
Dique con pendiente 1,5H:1V, altura dique 2,00 m, arena  $\phi=30^\circ$  - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

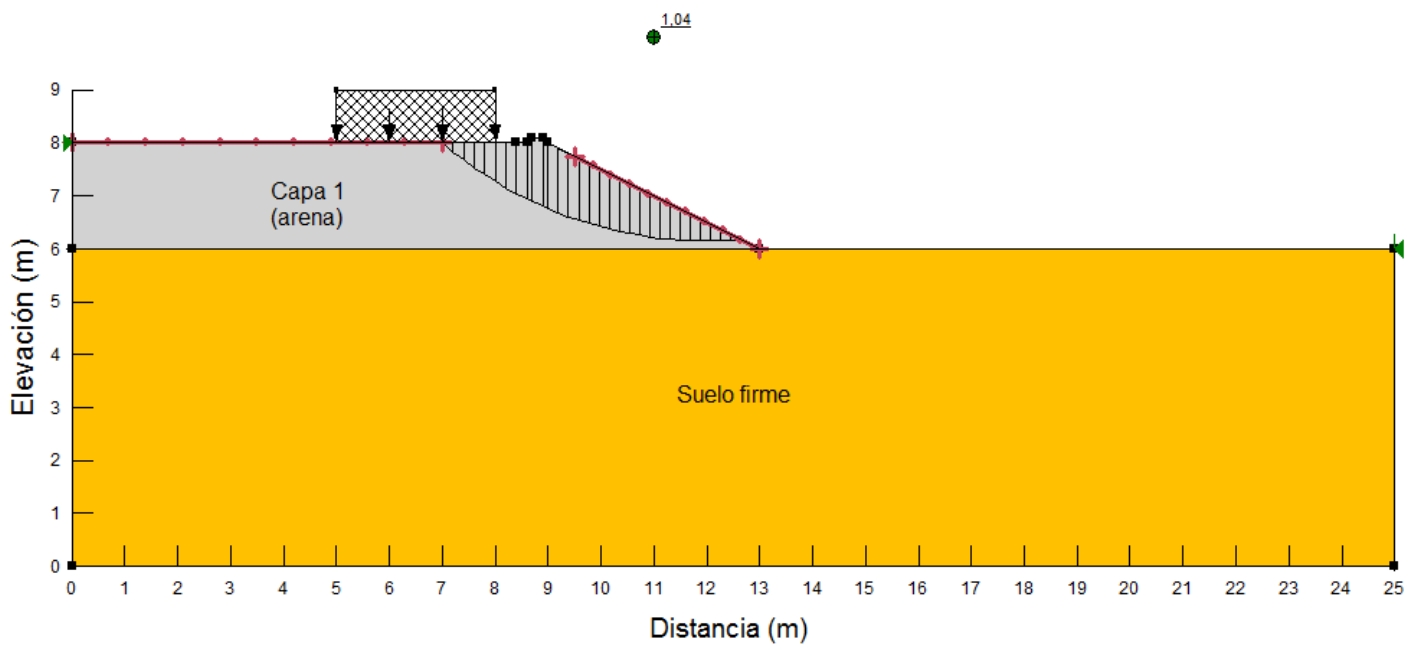
Dique con pendiente 2H:1V, altura dique 2,00 m, arena  $\phi=30^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

Dique con pendiente 2H:1V, altura dique 2,00 m, arena  $\phi=30^\circ$  - sismo

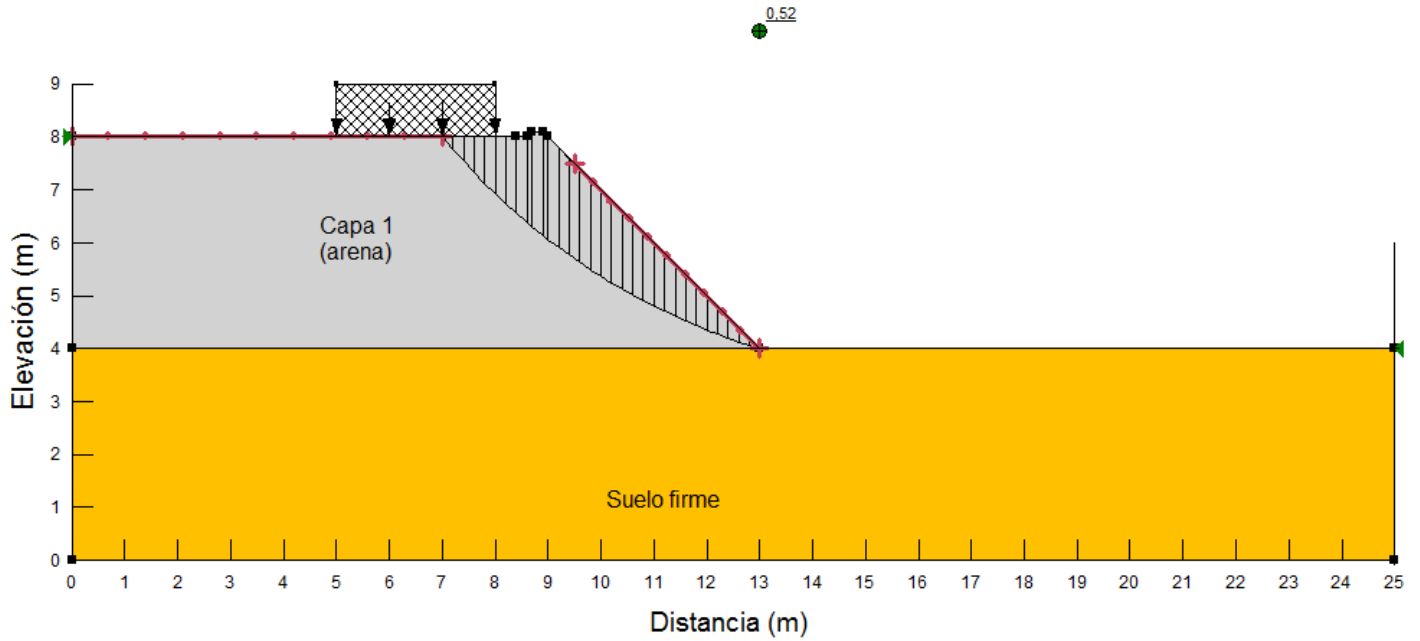


# TERRAPLEN DE 4,00 M

## PROYECTO

Dique en Matina, Limón

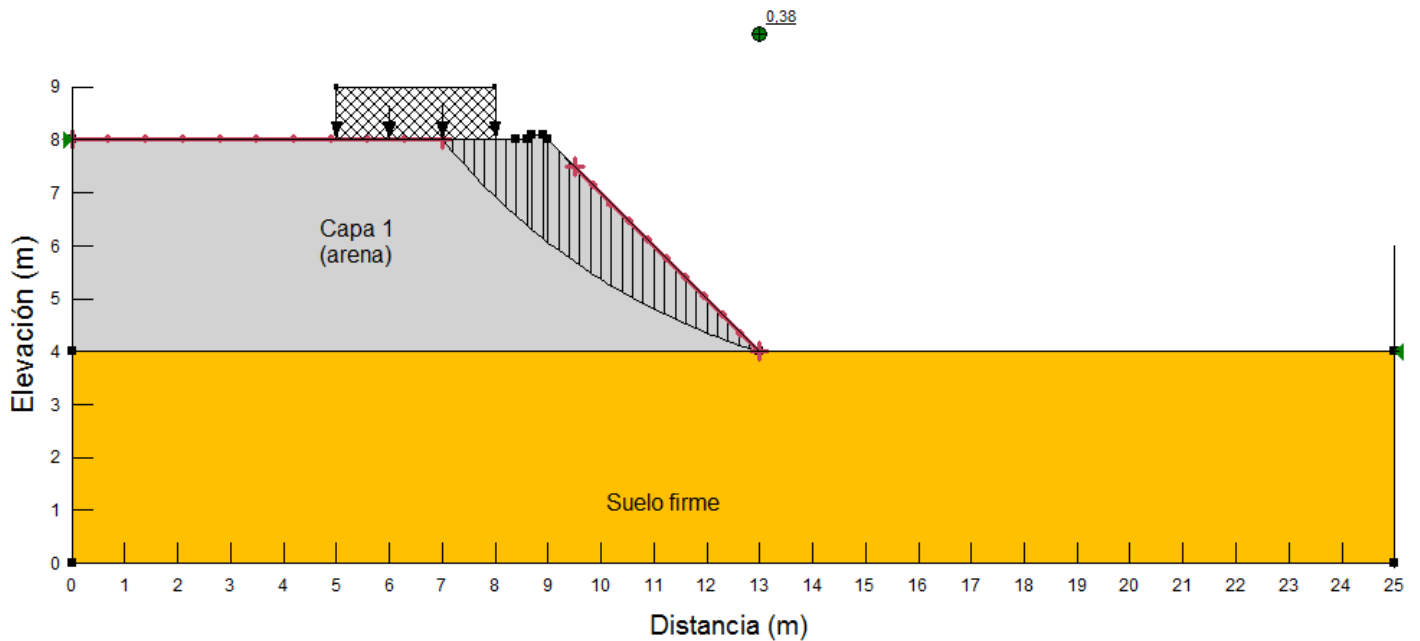
Dique con pendiente 1H:1V, altura dique 4,00 m, arena  $\phi=20^\circ$  - estático



## PROYECTO

Dique en Matina, Limón

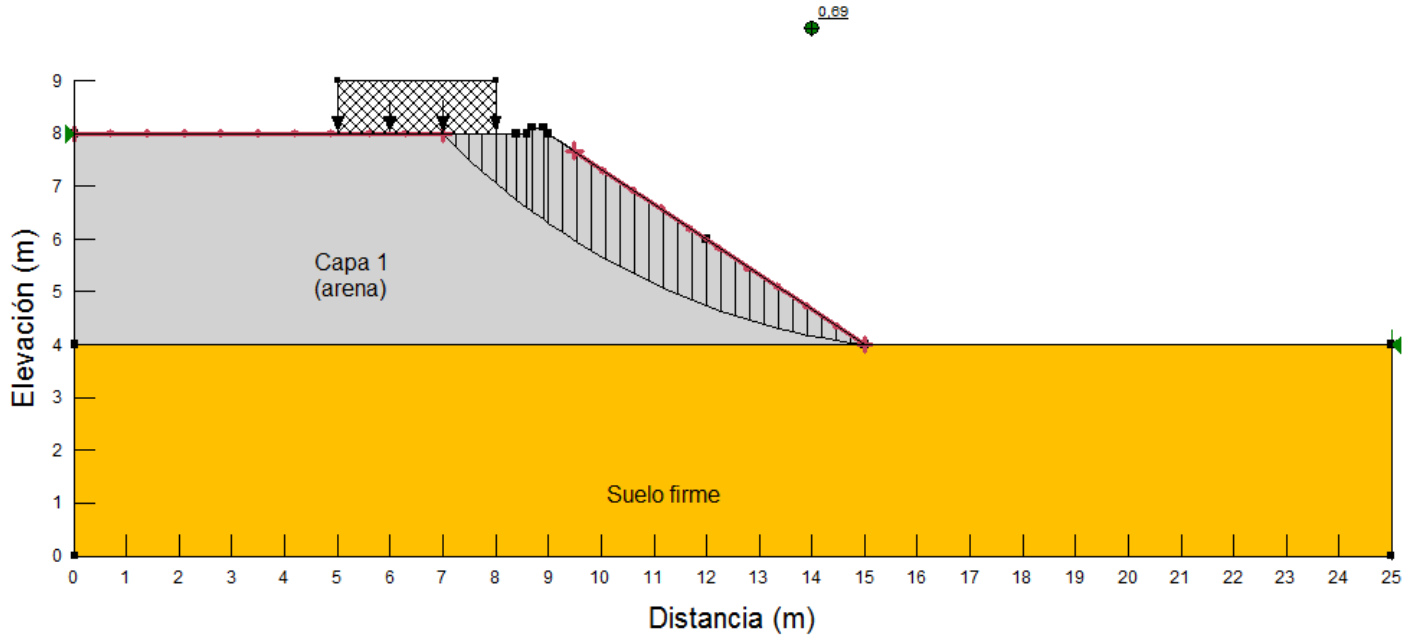
Dique con pendiente 1H:1V, altura dique 4,00 m, arena  $\phi=20^\circ$  - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

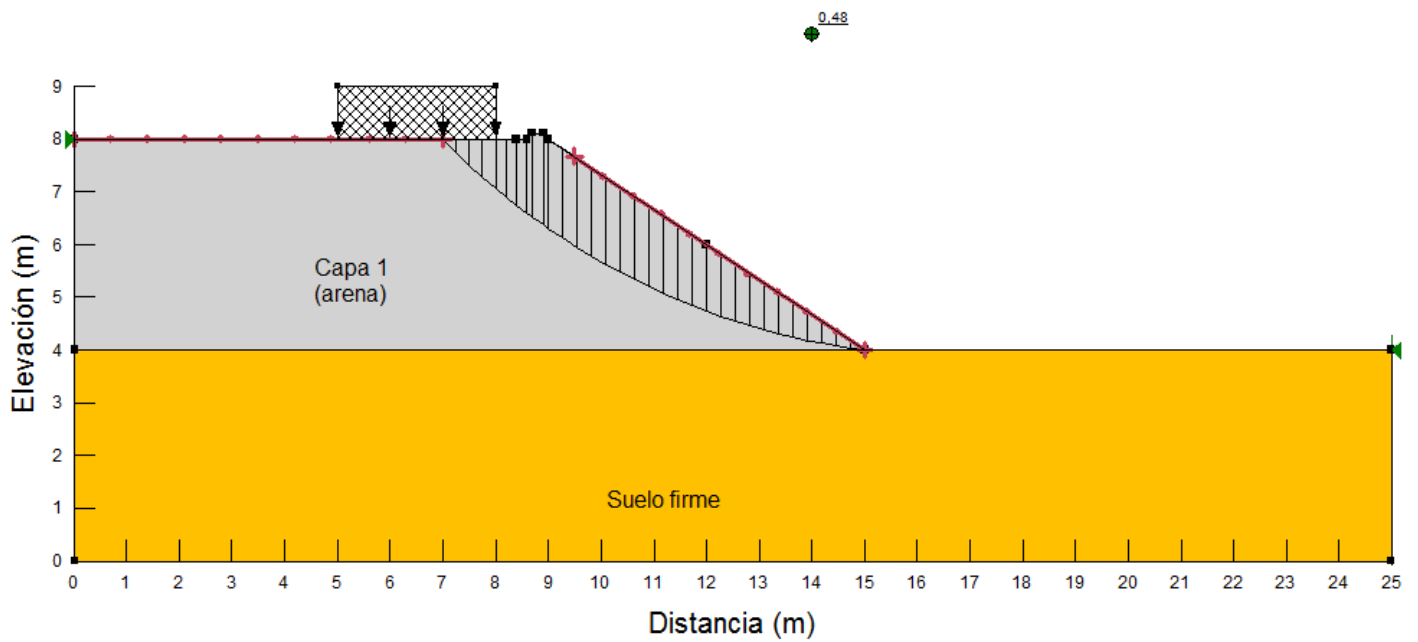
Dique con pendiente 1,5H:1V, altura dique 4,00 m, arena  $\phi=20^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

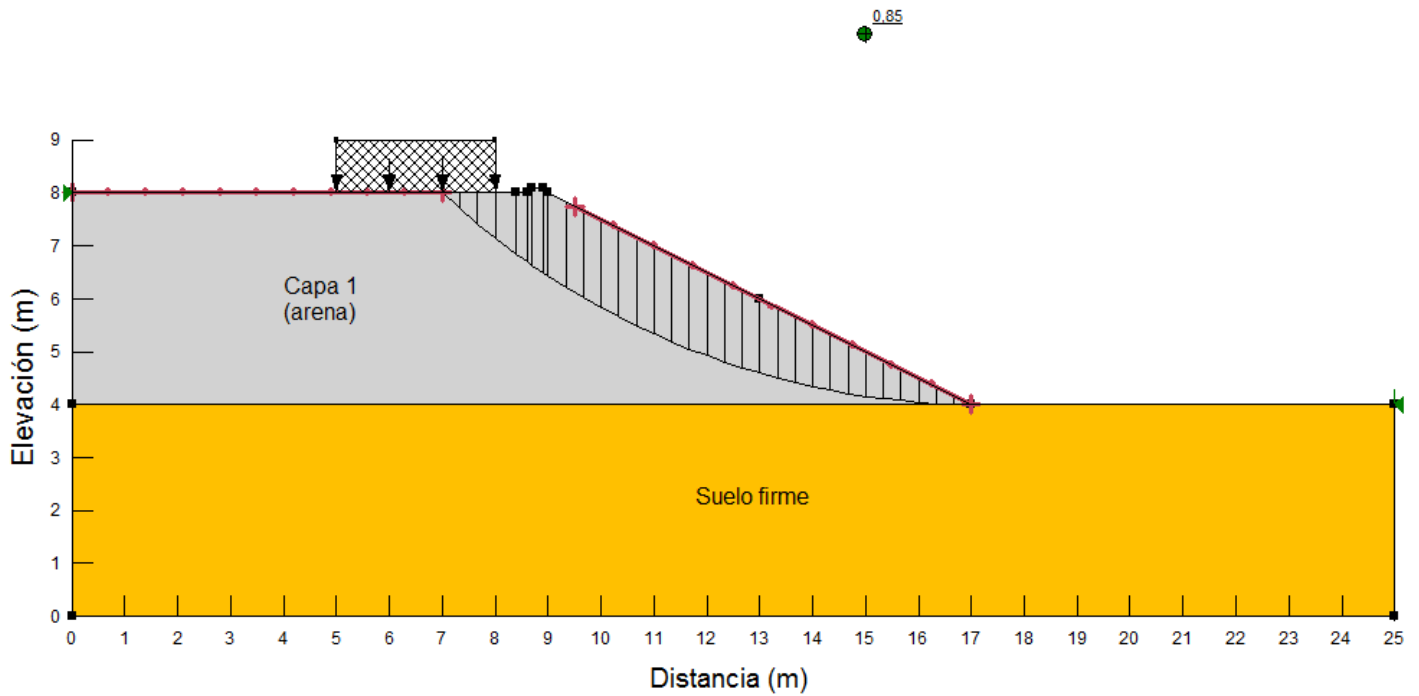
Dique con pendiente 1,5H:1V, altura dique 4,00 m, arena  $\phi=20^\circ$  - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

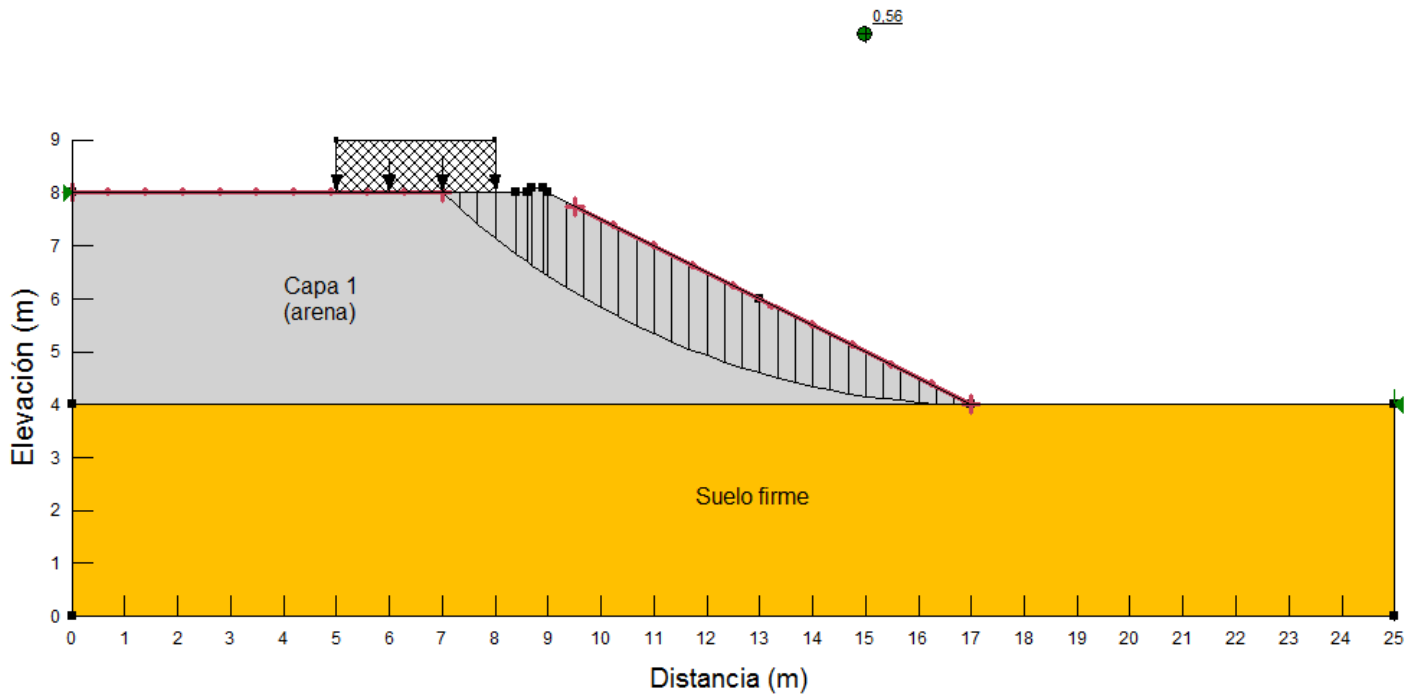
Dique con pendiente 2H:1V, altura dique 4,00 m, arena  $\phi=20^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

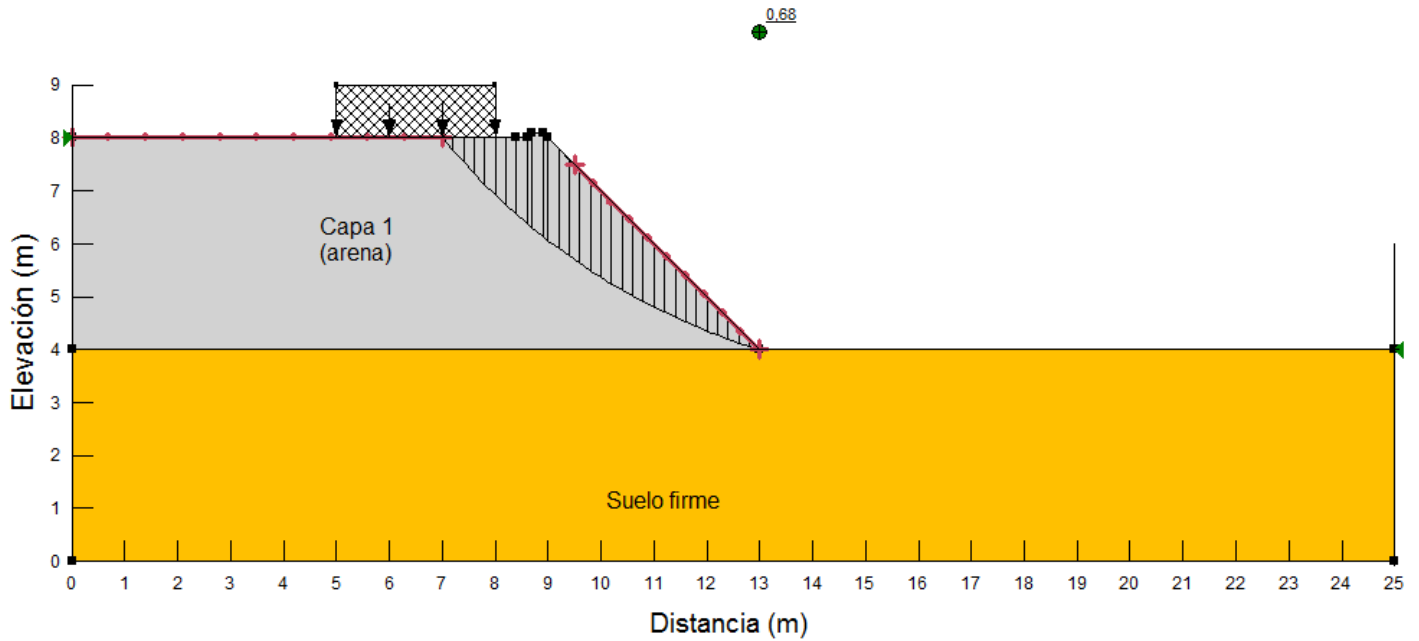
Dique con pendiente 2H:1V, altura dique 4,00 m, arena  $\phi=20^\circ$  - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

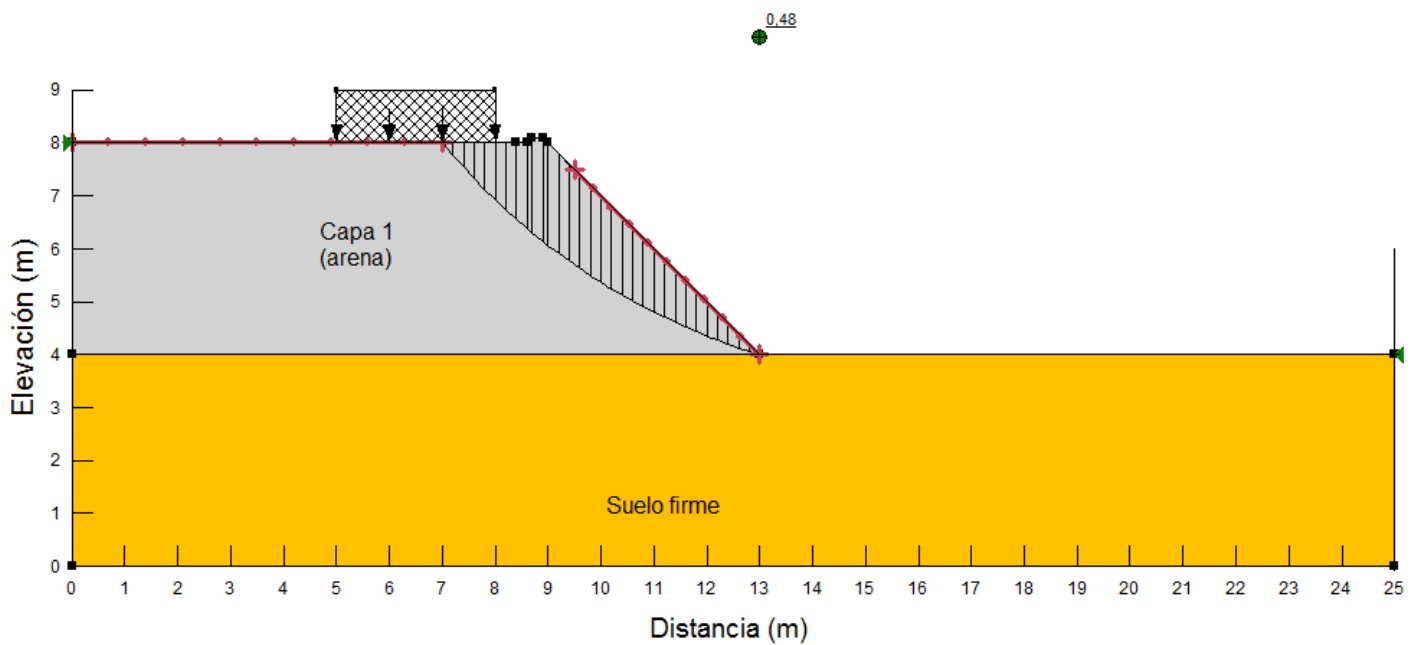
Dique con pendiente 1H:1V, altura dique 4,00 m, arena  $\phi=25^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

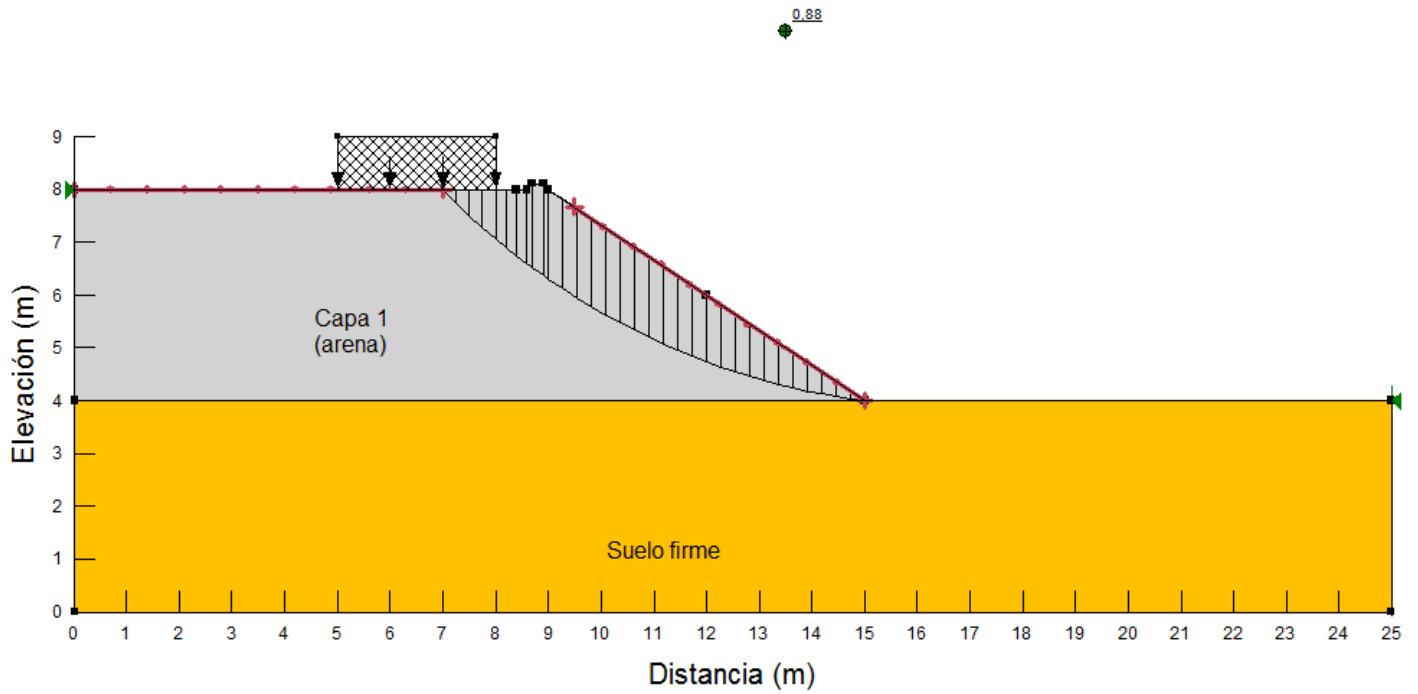
Dique con pendiente 1H:1V, altura dique 4,00 m, arena  $\phi=25^\circ$  - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

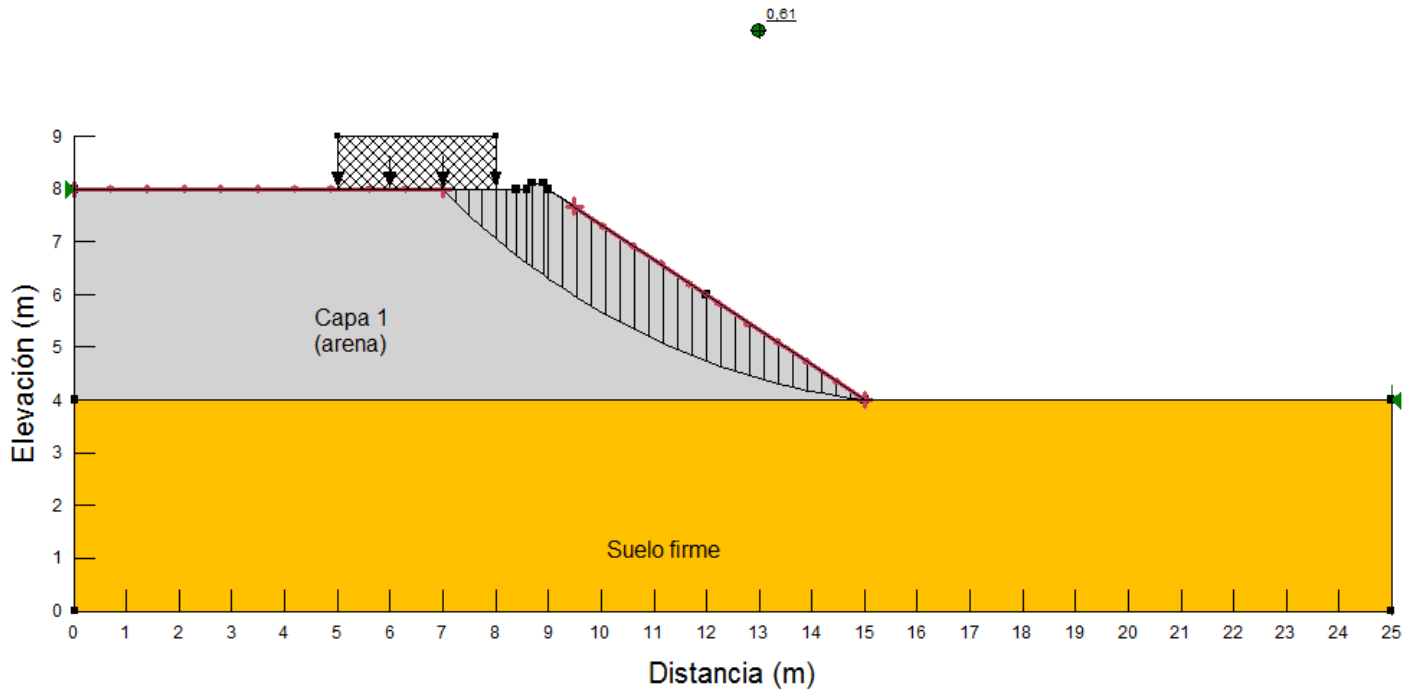
Dique con pendiente 1,5H:1V, altura dique 4,00 m, arena  $\phi=25^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

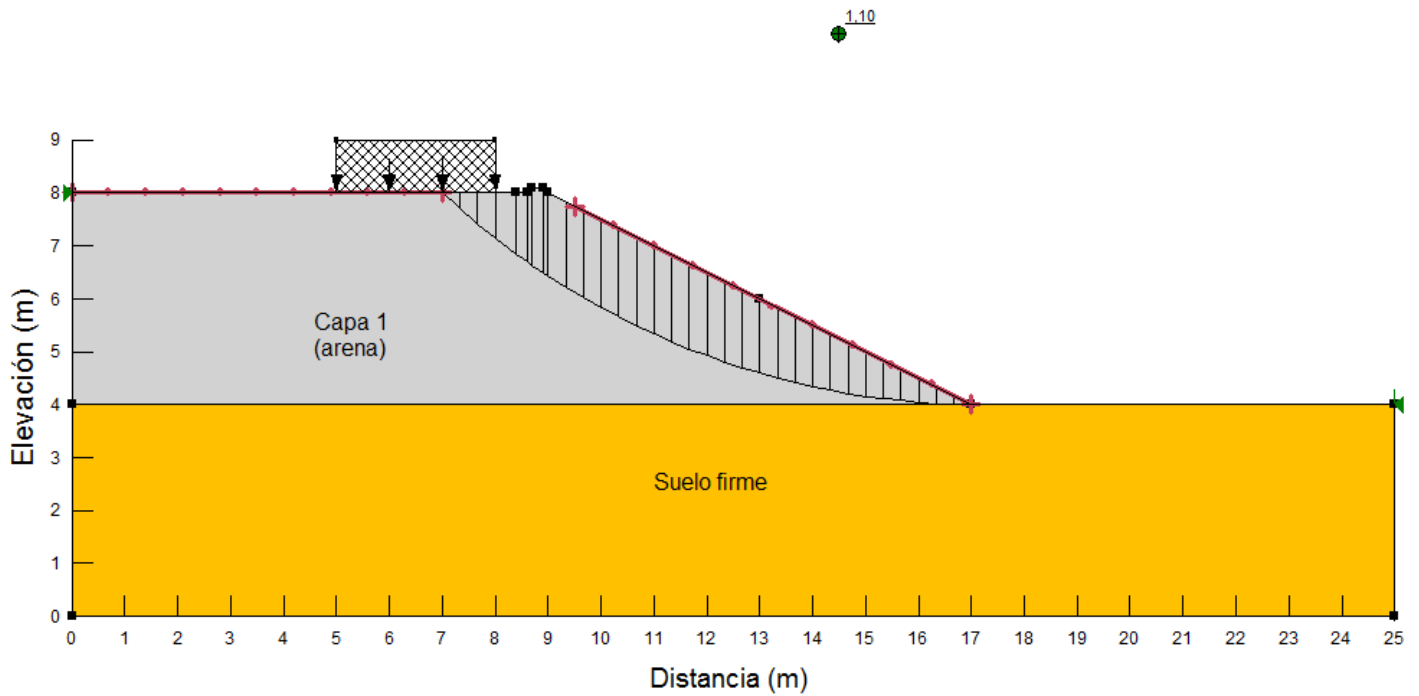
Dique con pendiente 1,5H:1V, altura dique 4,00 m, arena  $\phi=25^\circ$  - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

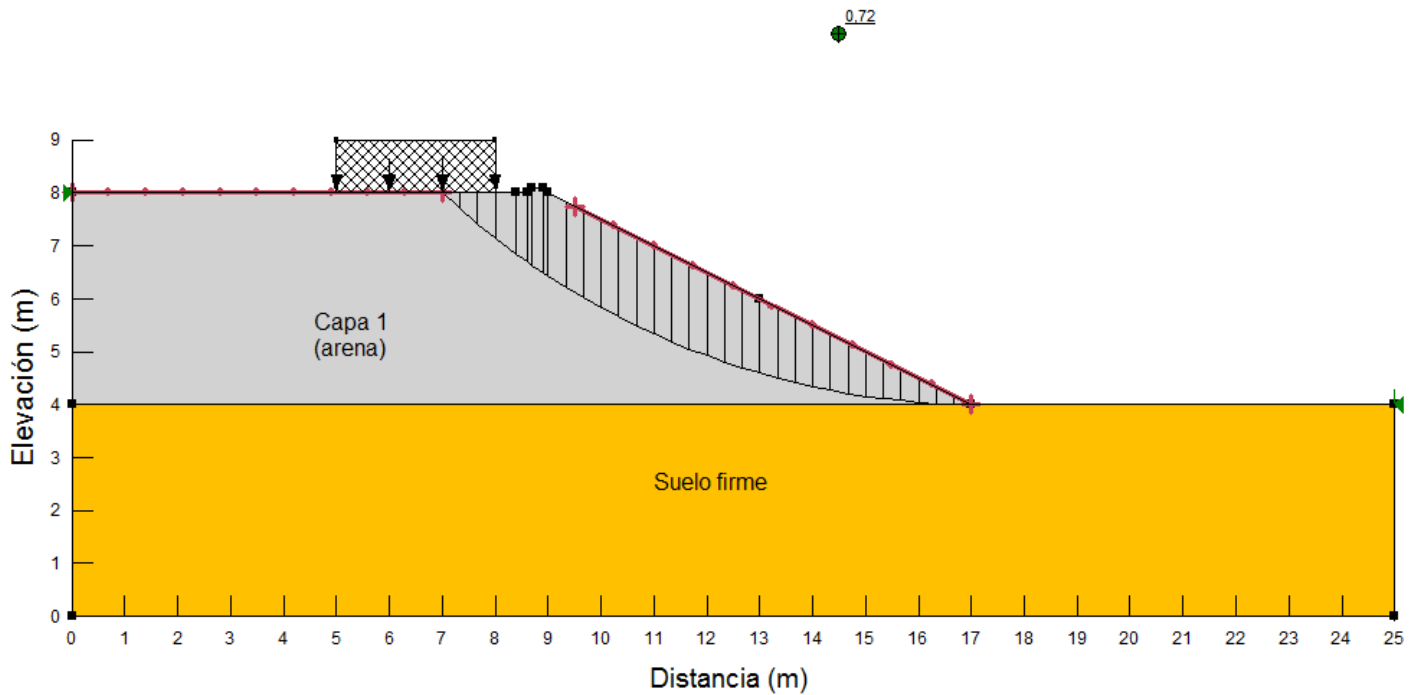
Dique con pendiente 2H:1V, altura dique 4,00 m, arena  $\phi=25^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

Dique con pendiente 2H:1V, altura dique 4,00 m, arena  $\phi=25^\circ$  - sismo

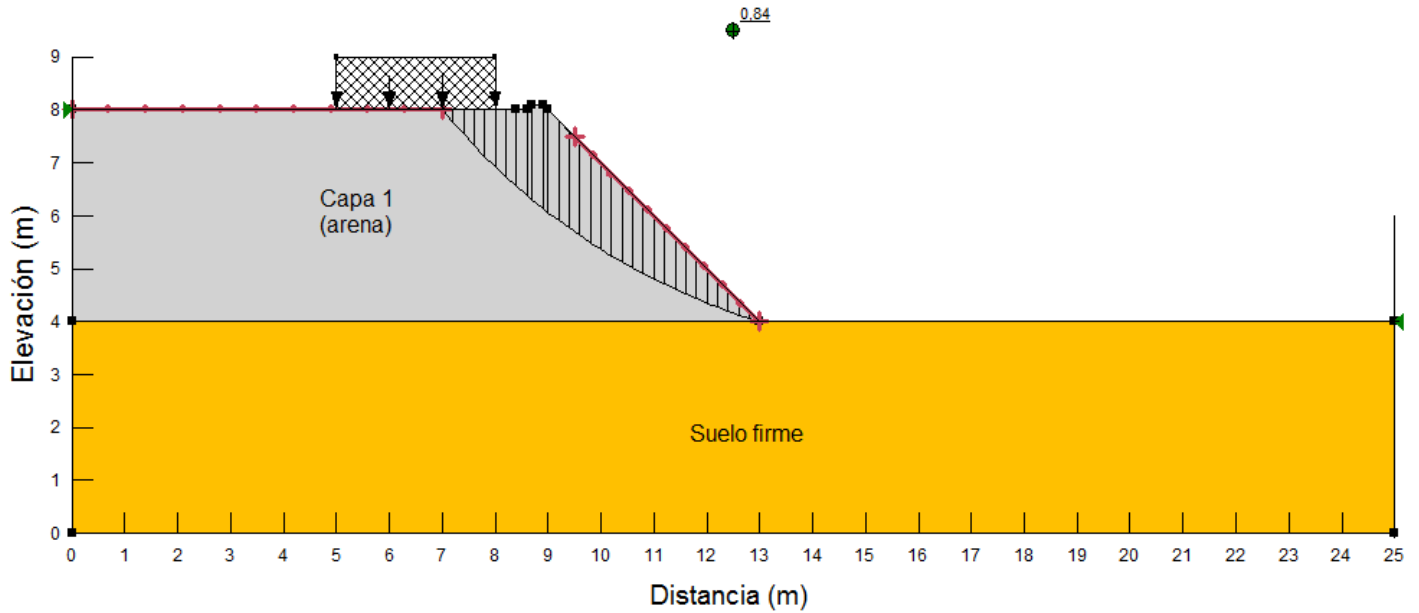




## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

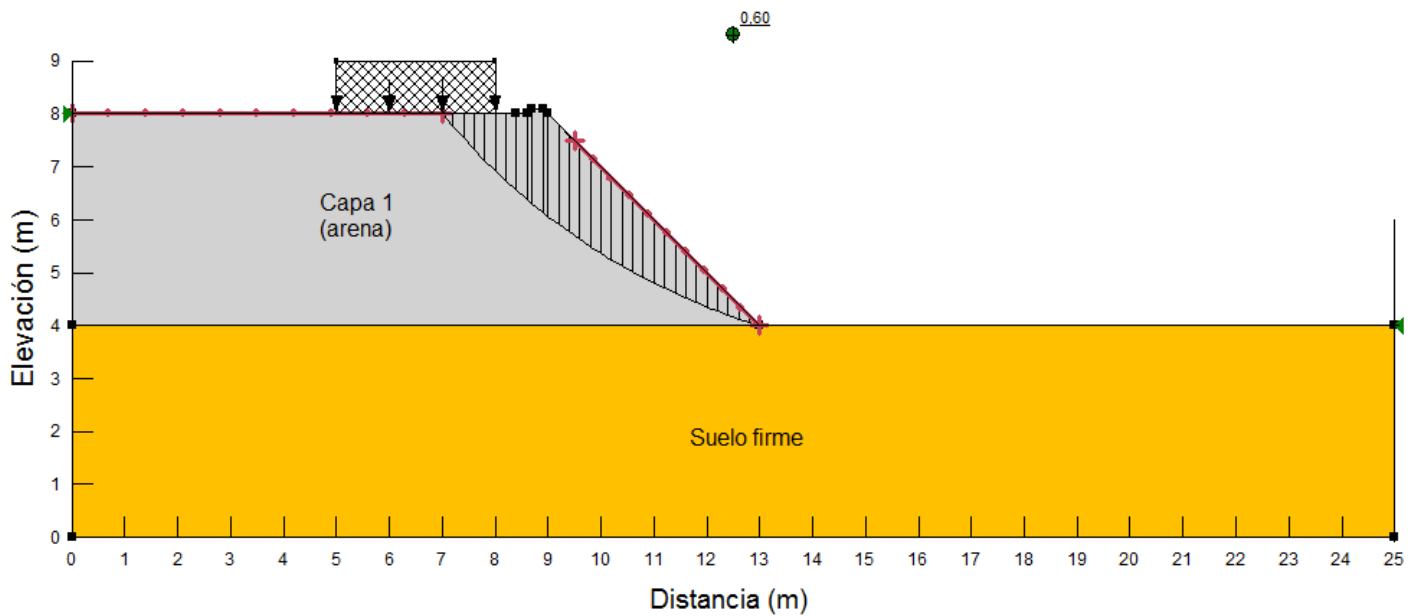
Dique con pendiente 1H:1V, altura dique 4,00 m, arena  $\phi=30^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

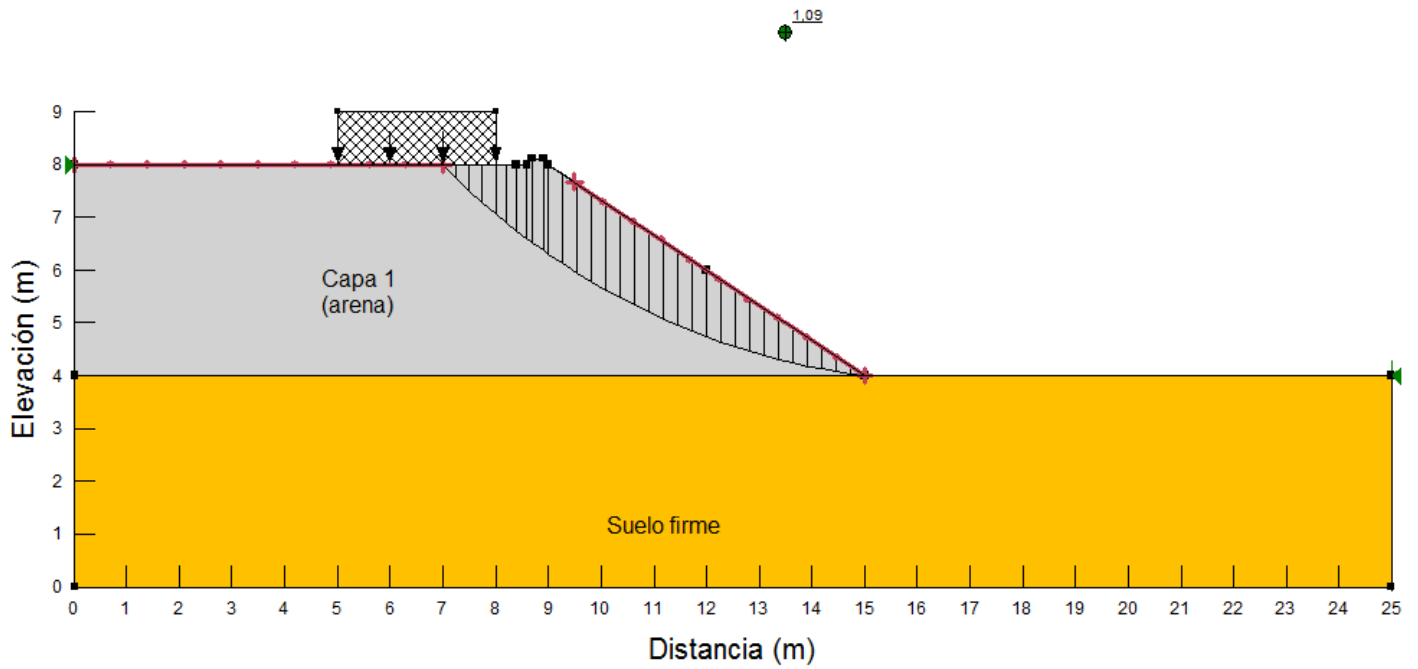
Dique con pendiente 1H:1V, altura dique 4,00 m, arena  $\phi=30^\circ$  - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

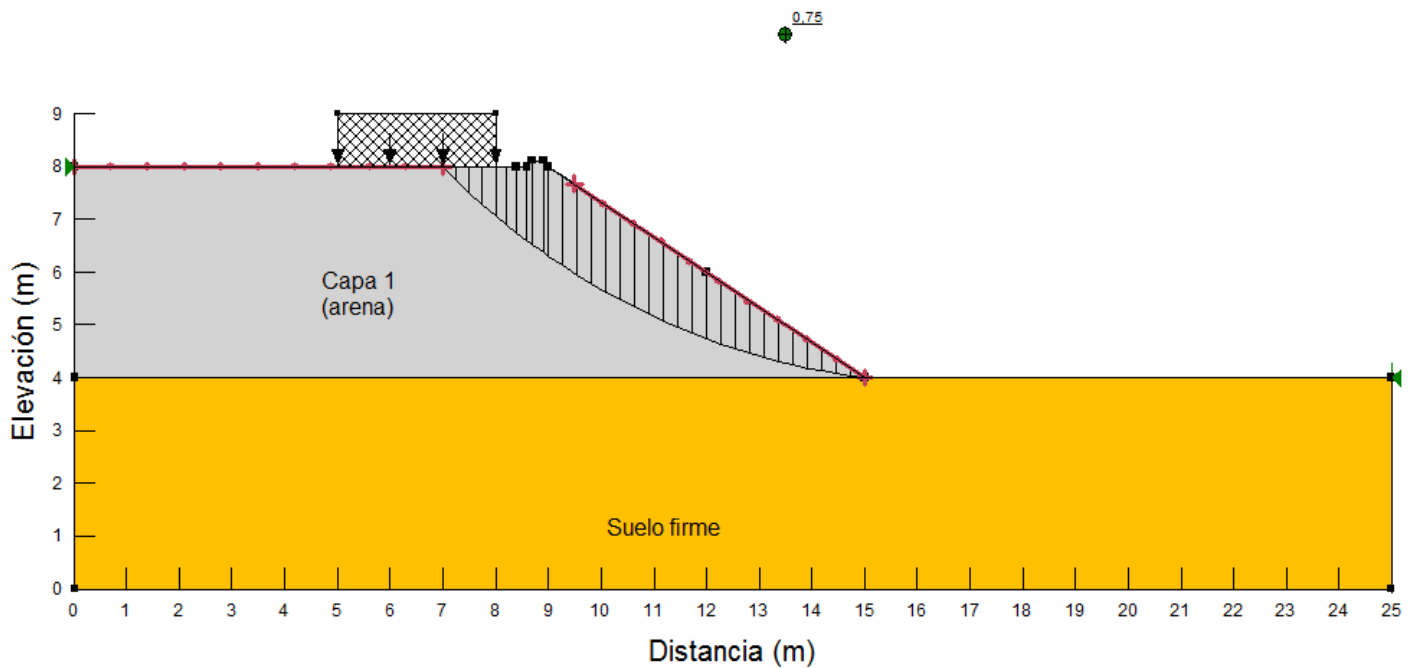
Dique con pendiente 1,5H:1V, altura dique 4,00 m, arena  $\phi=30^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

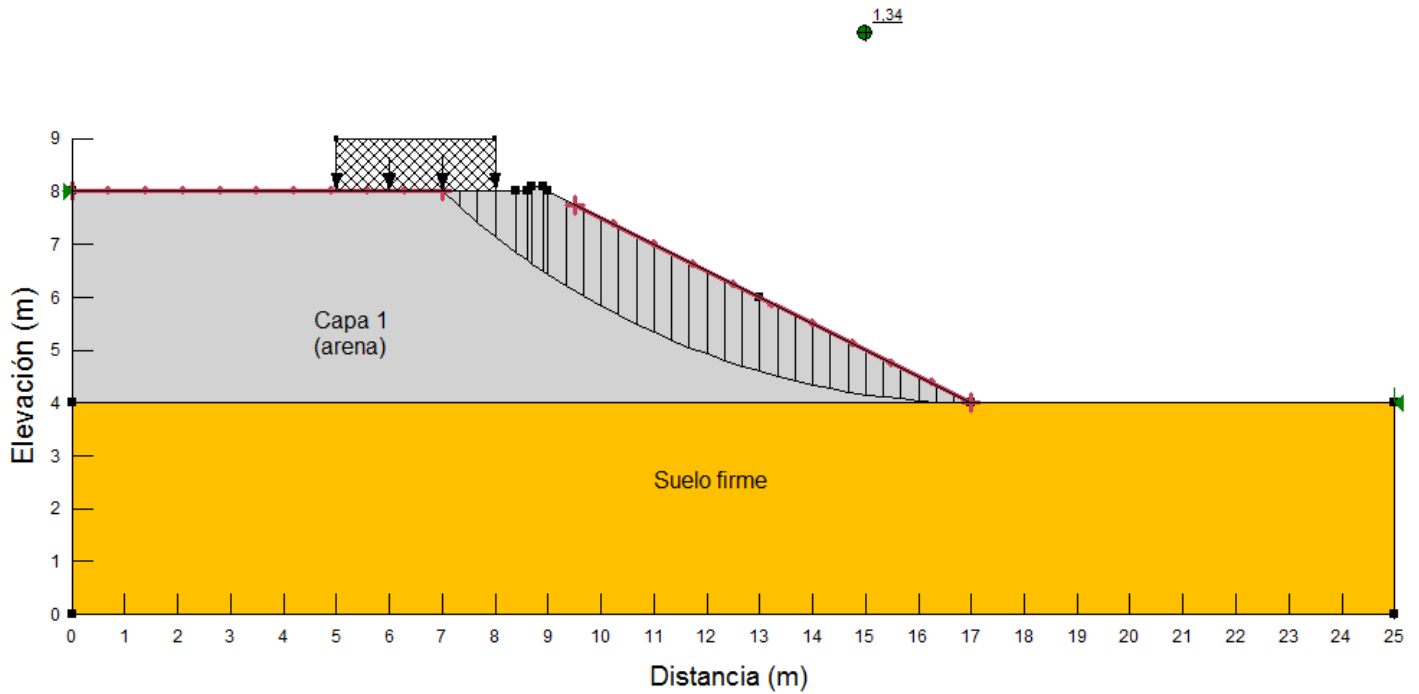
Dique con pendiente 1,5H:1V, altura dique 4,00 m, arena  $\phi=30^\circ$  - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

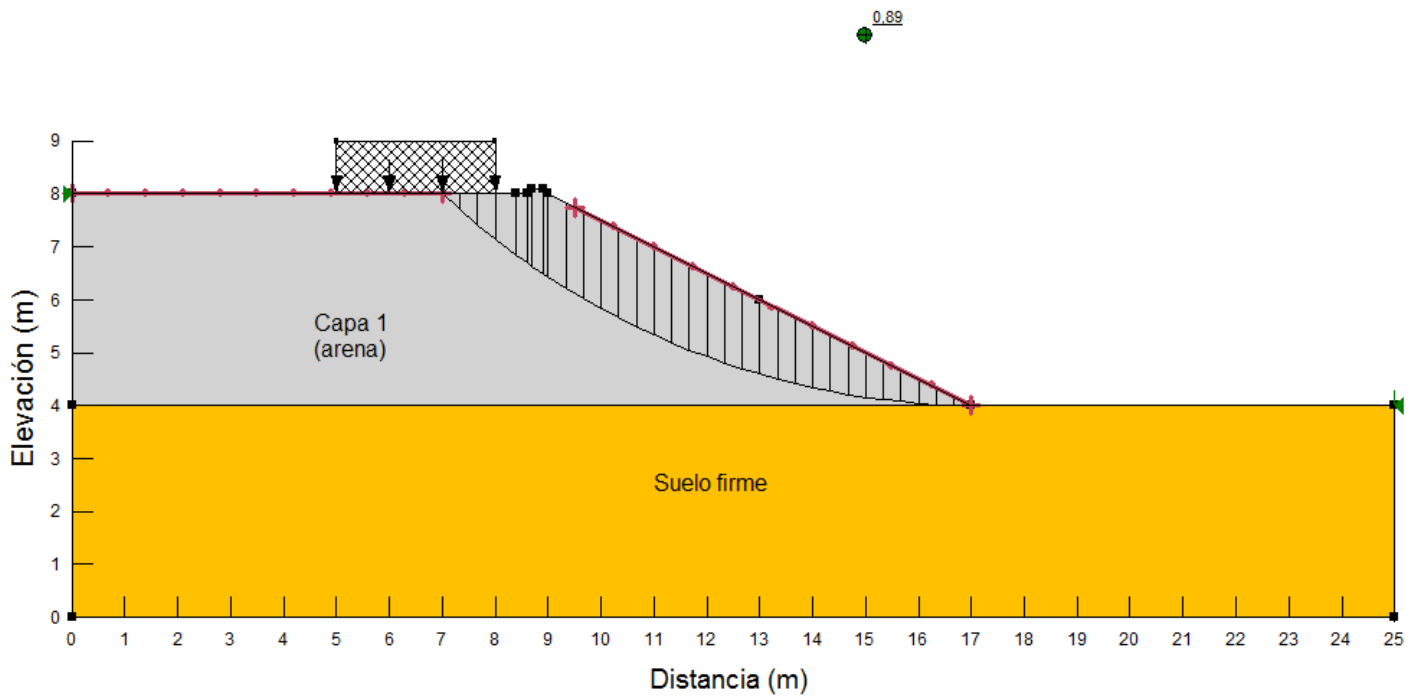
Dique con pendiente 2H:1V, altura dique 4,00 m, arena  $\phi=30^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

Dique con pendiente 2H:1V, altura dique 4,00 m, arena  $\phi=30^\circ$  - sismo

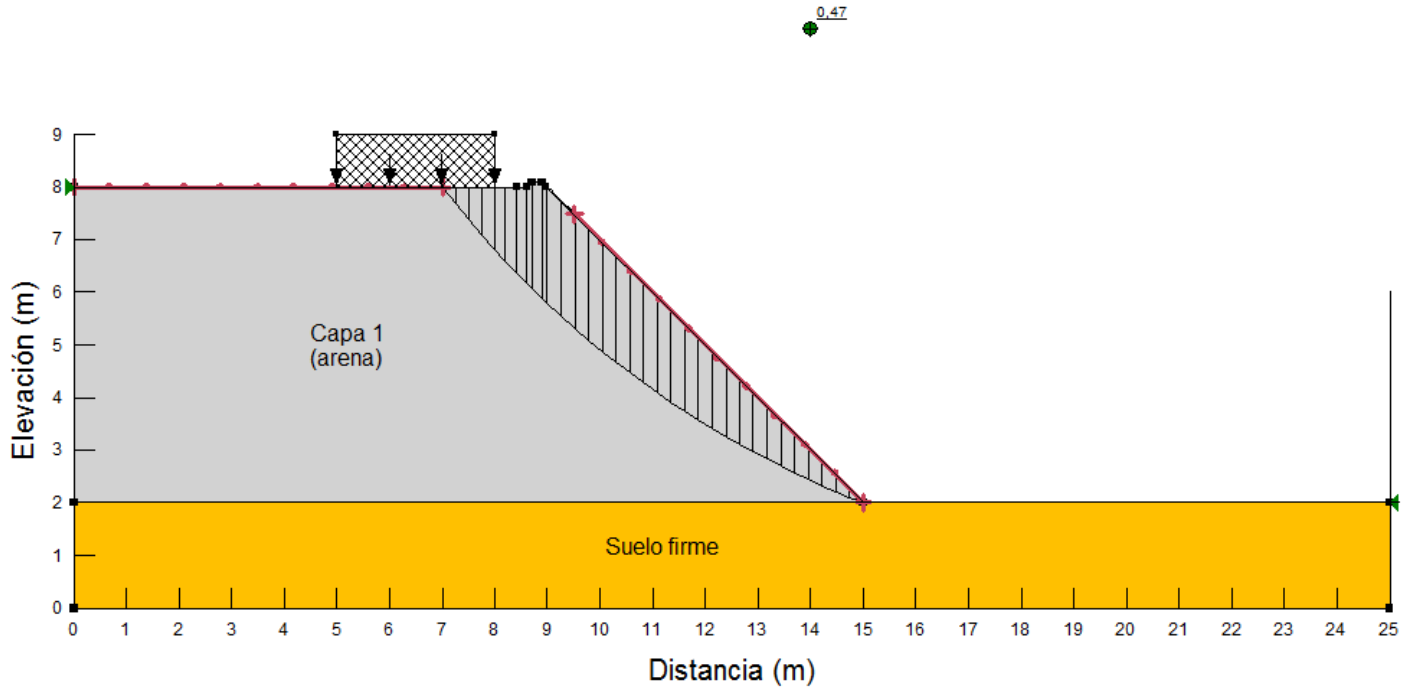


# TERRAPLEN DE 6,00 M

## PROYECTO

Dique en Matina, Limón

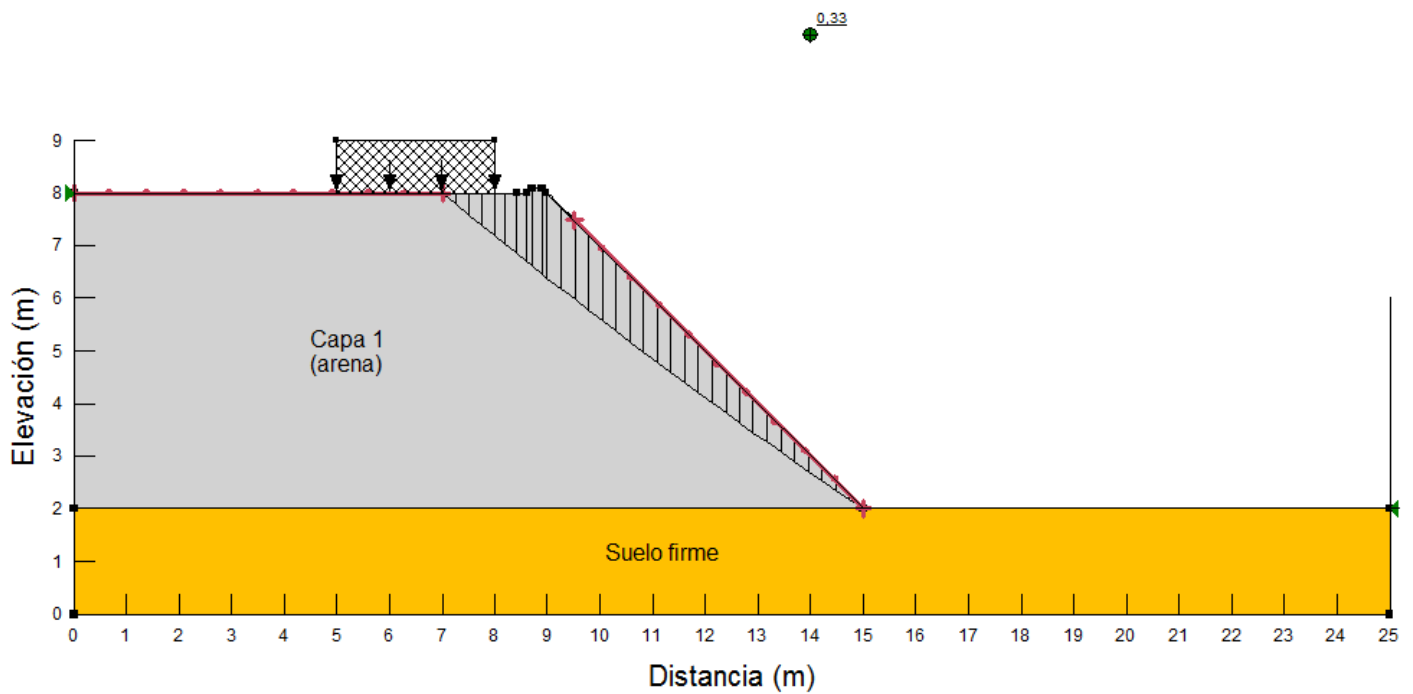
Dique con pendiente 1H:1V, altura dique 6,00 m, arena  $\phi=20^\circ$  - estático



## PROYECTO

Dique en Matina, Limón

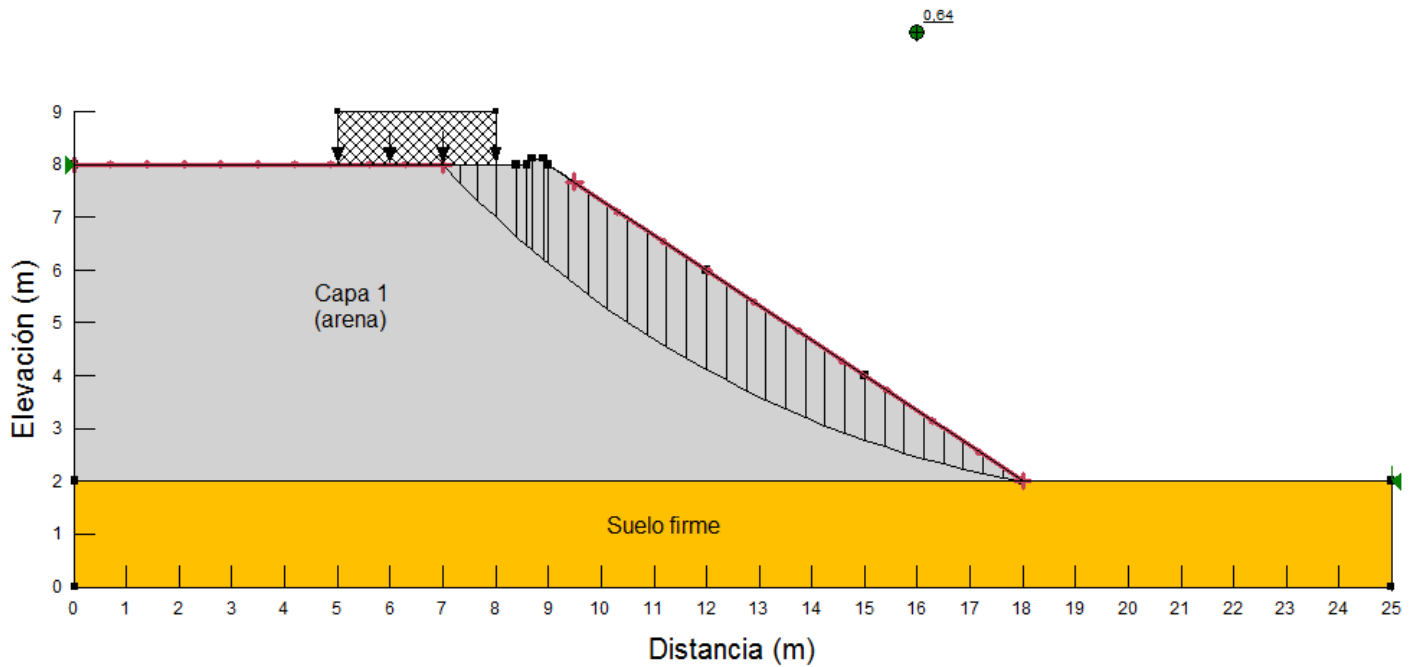
Dique con pendiente 1H:1V, altura dique 6,00 m, arena  $\phi=20^\circ$  - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

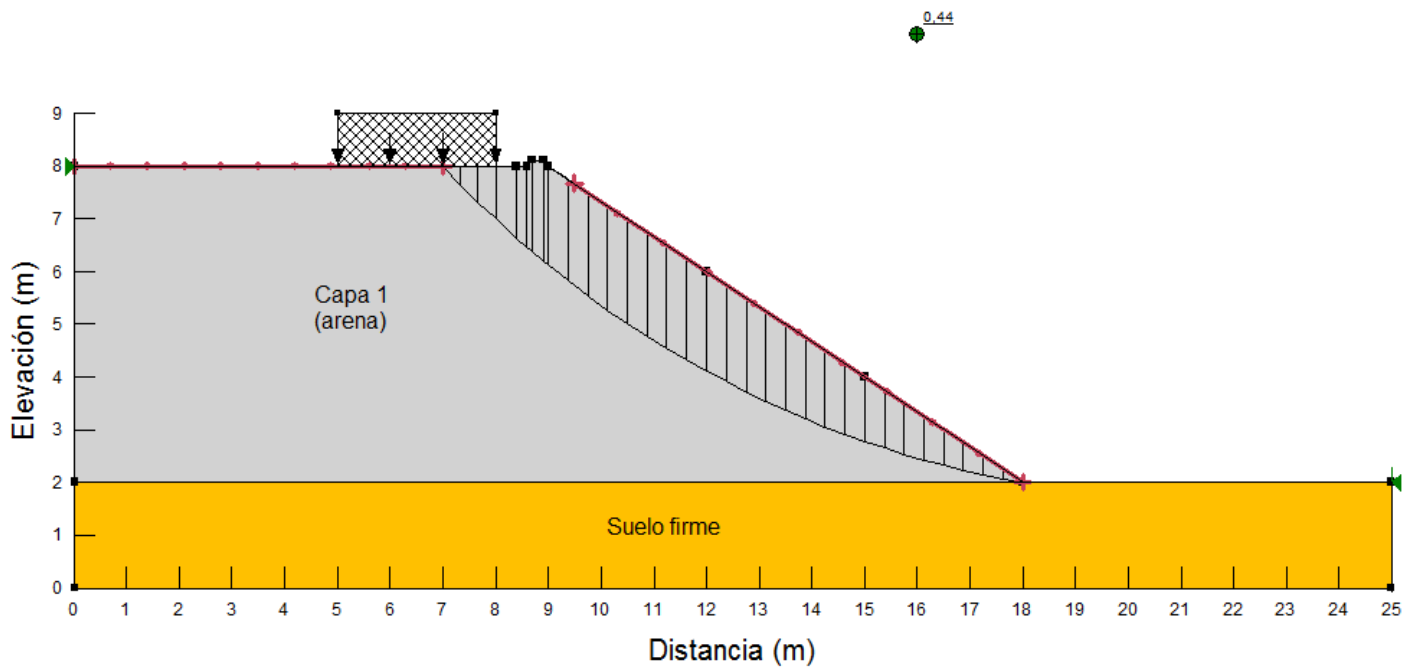
Dique con pendiente 1,5H:1V, altura dique 6,00 m, arena  $\phi=20^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

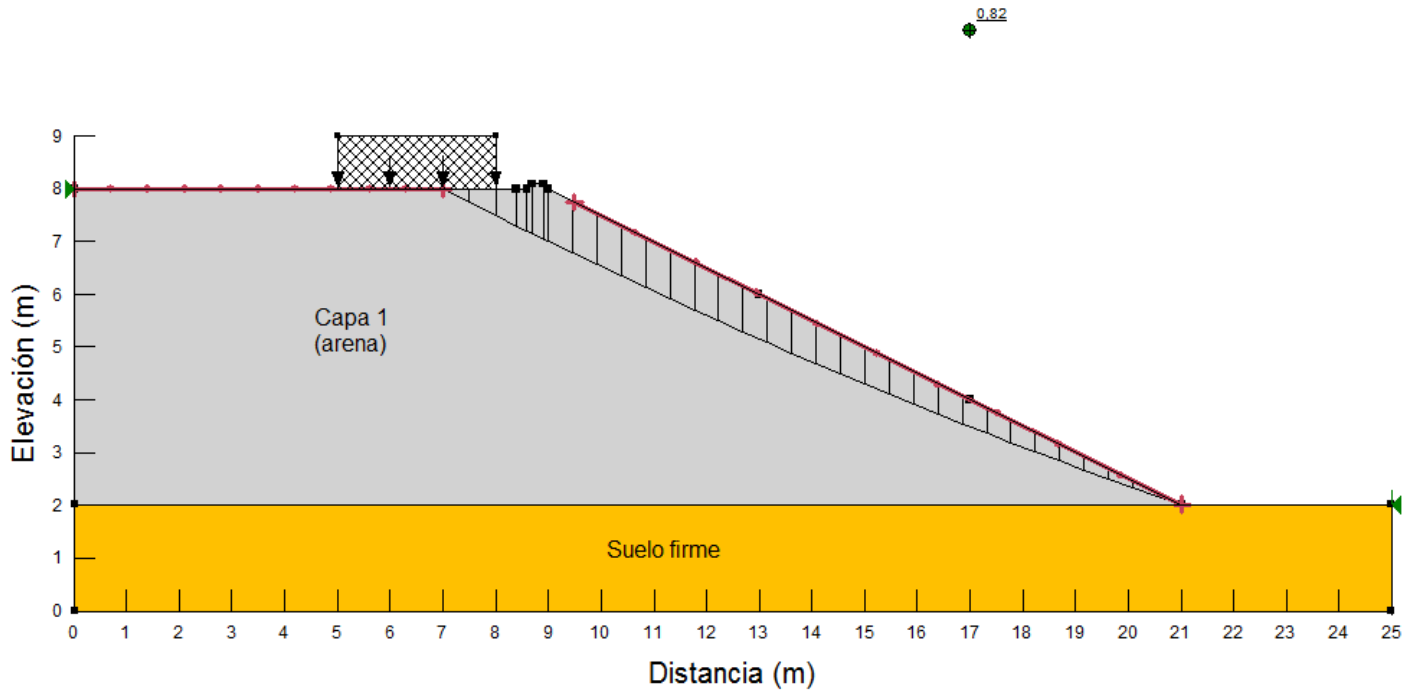
Dique con pendiente 1,5H:1V, altura dique 6,00 m, arena  $\phi=20^\circ$  - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

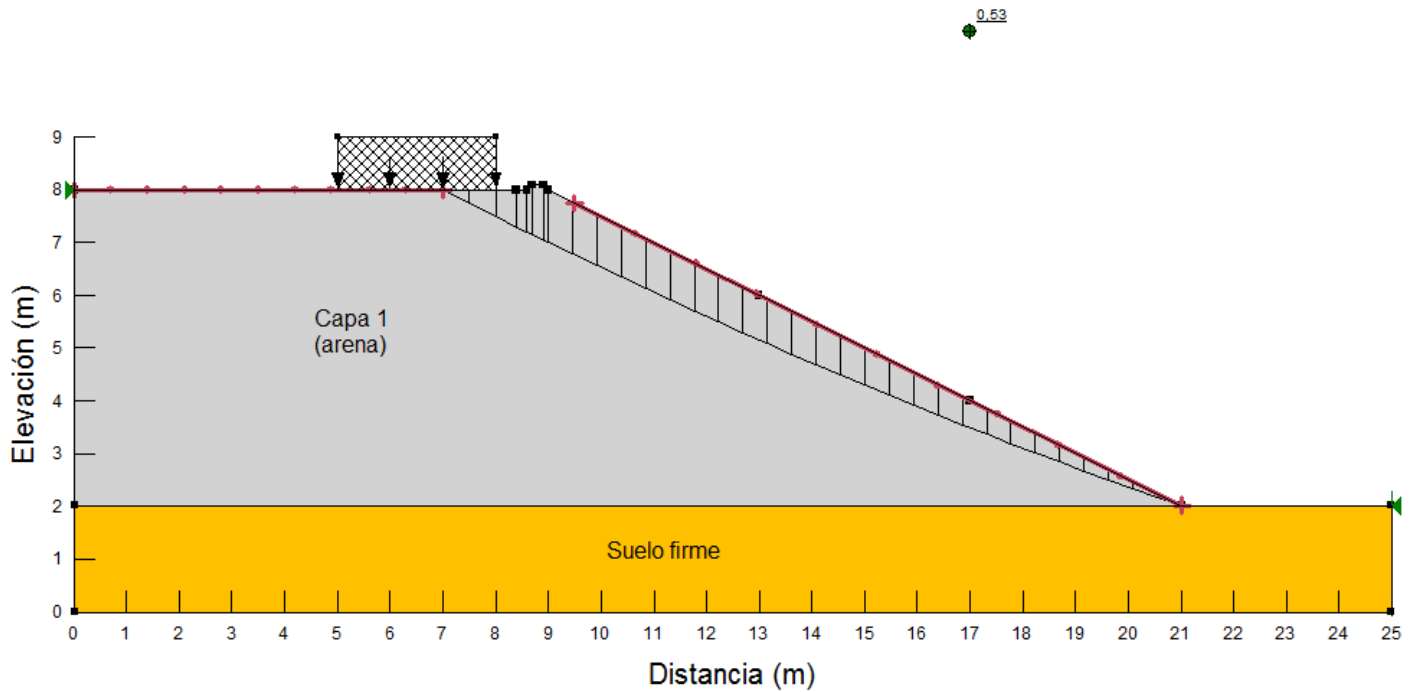
Dique con pendiente 2H:1V, altura dique 6,00 m, arena  $\phi=20^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

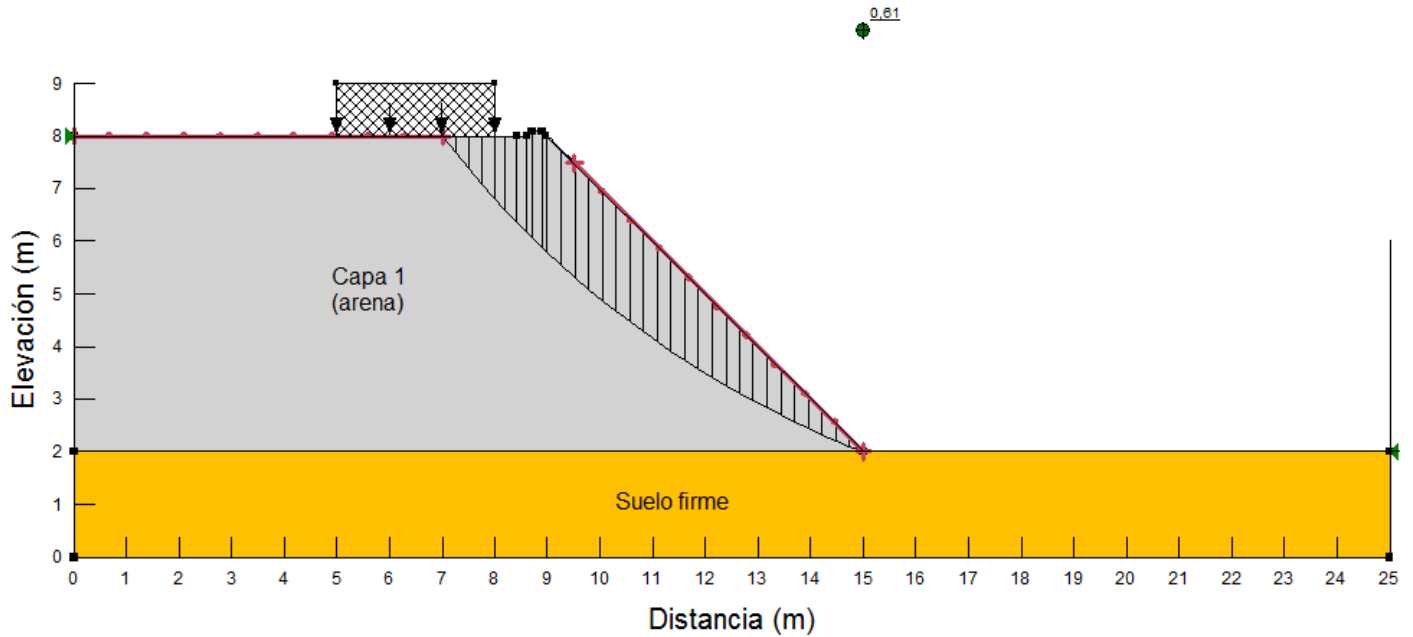
Dique con pendiente 2H:1V, altura dique 6,00 m, arena  $\phi=20^\circ$  - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

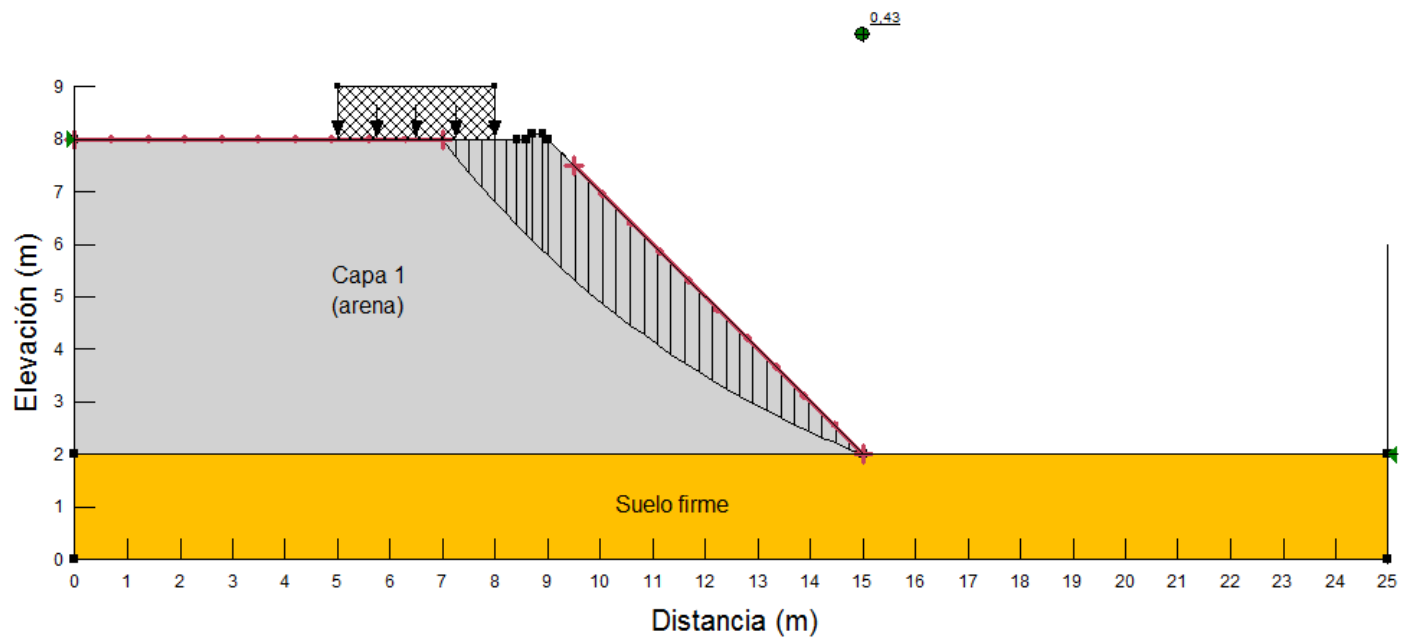
Dique con pendiente 1H:1V, altura dique 6,00 m, arena  $\phi=25^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

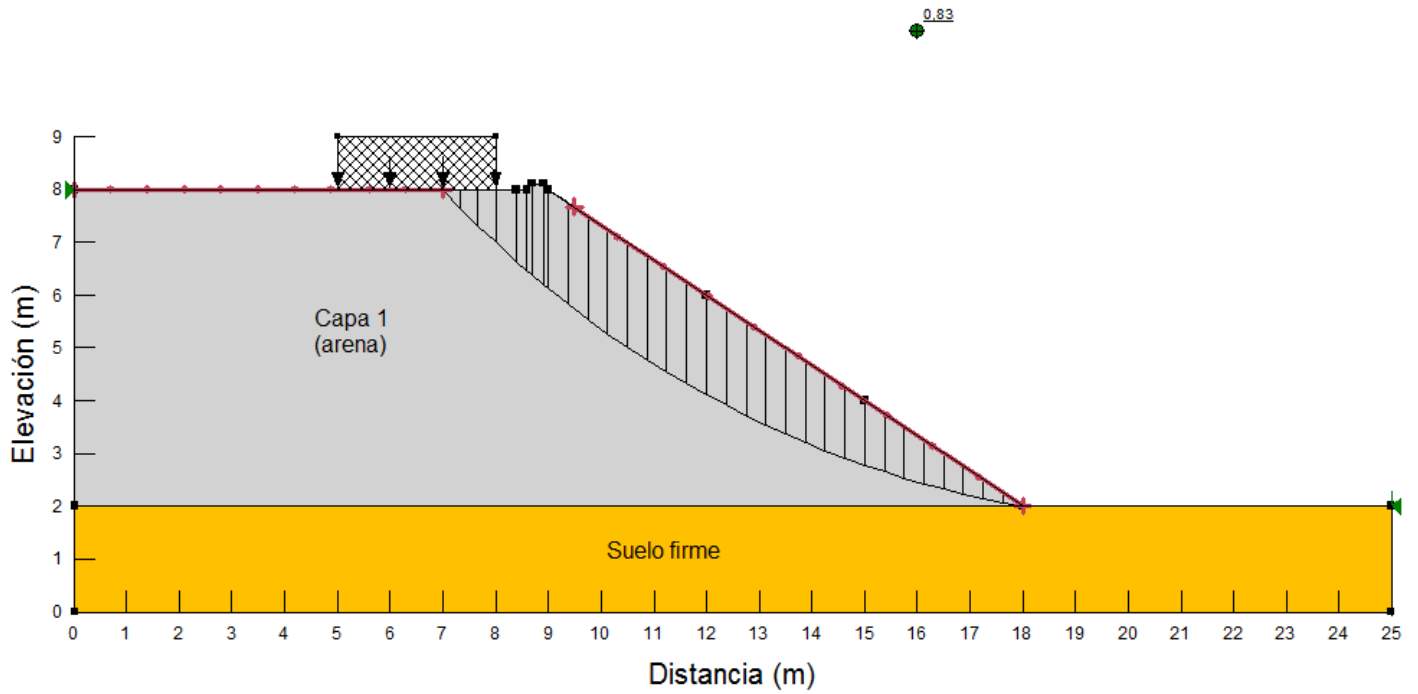
Dique con pendiente 1H:1V, altura dique 6,00 m, arena  $\phi=25^\circ$  - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

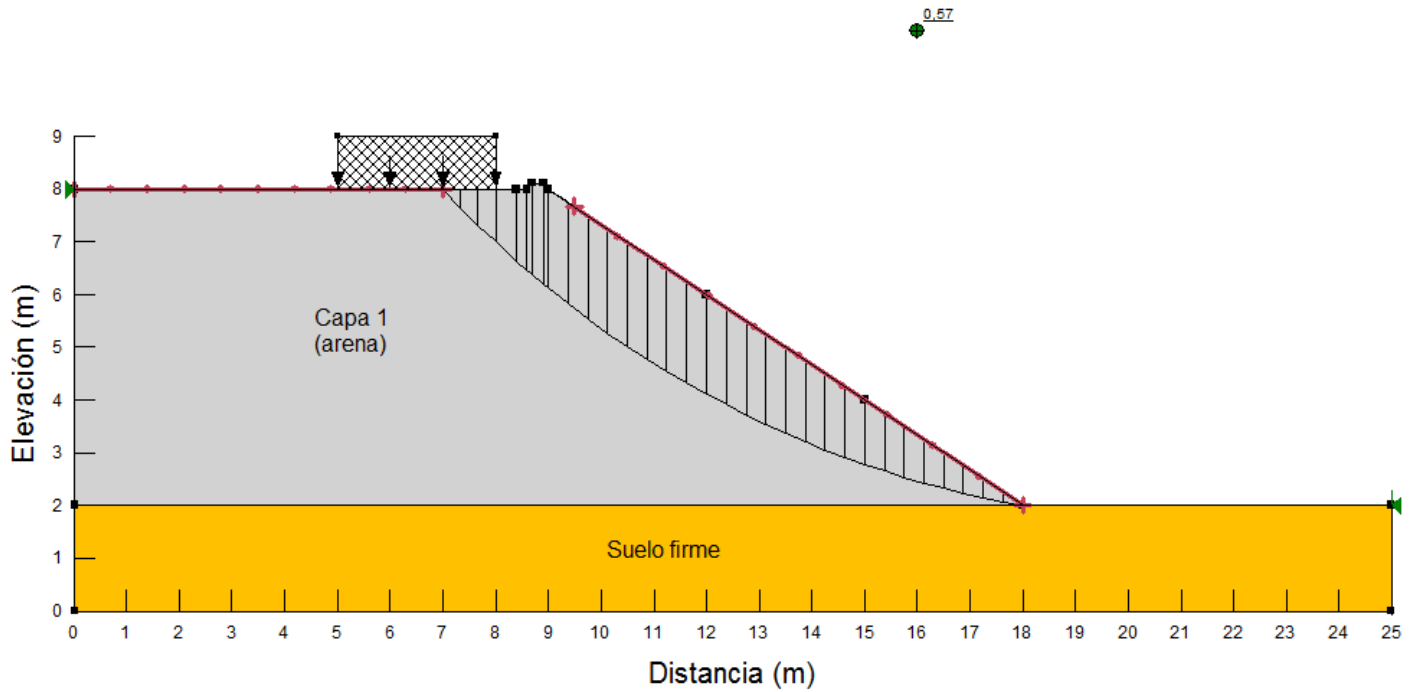
Dique con pendiente 1,5H:1V, altura dique 6,00 m, arena  $\phi=25^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

Dique con pendiente 1,5H:1V, altura dique 6,00 m, arena  $\phi=25^\circ$  - sismo

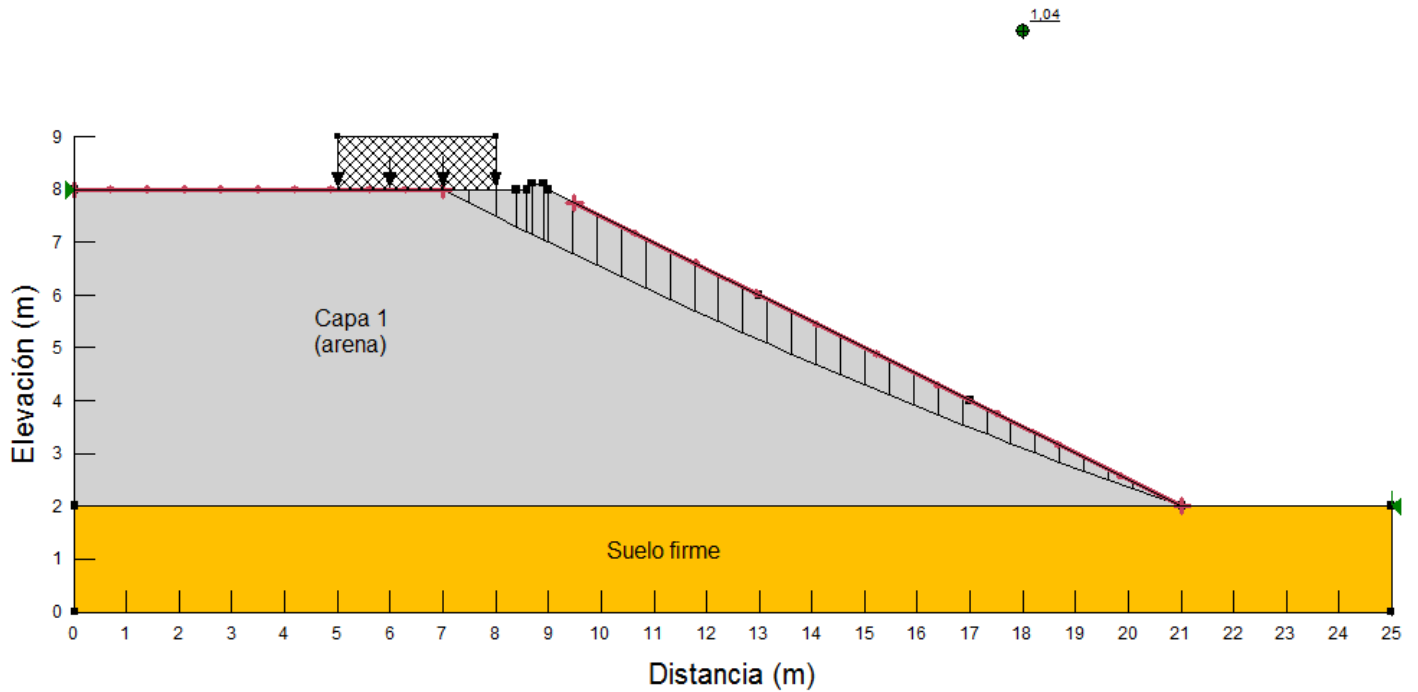




## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

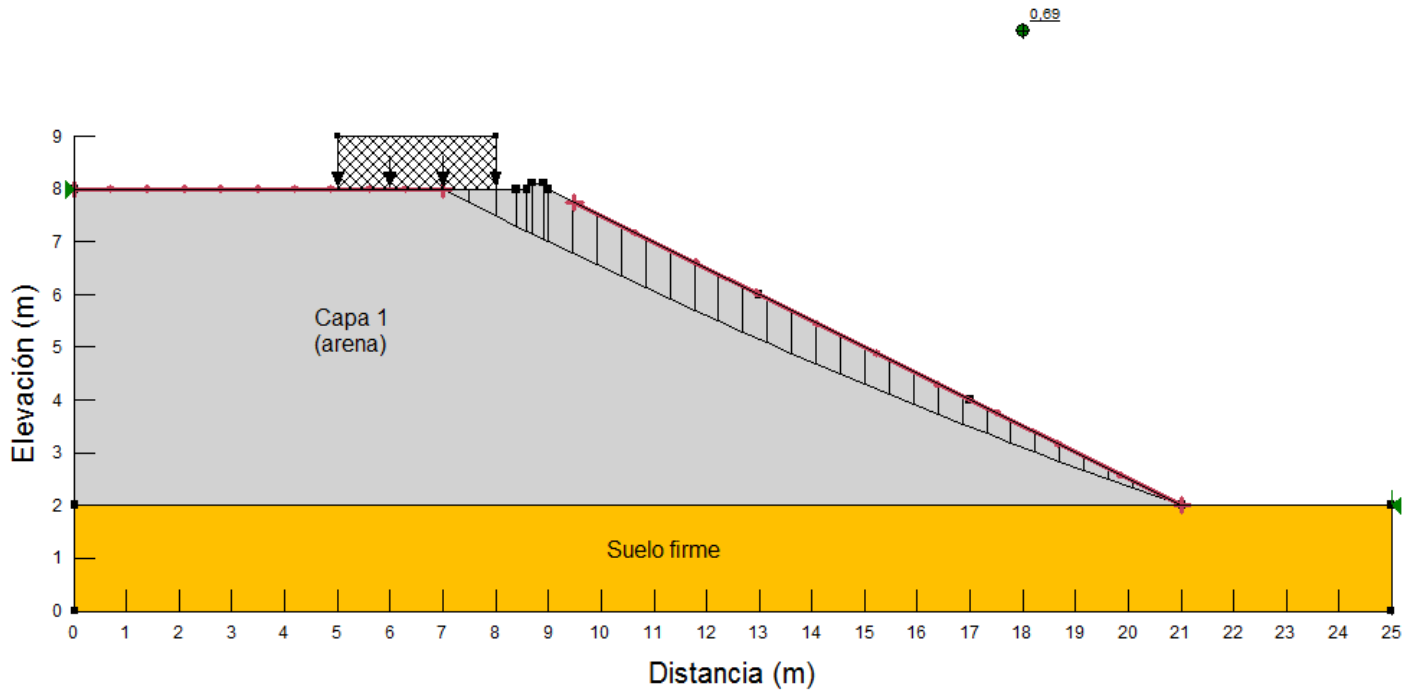
Dique con pendiente 2H:1V, altura dique 6,00 m, arena  $\phi=25^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

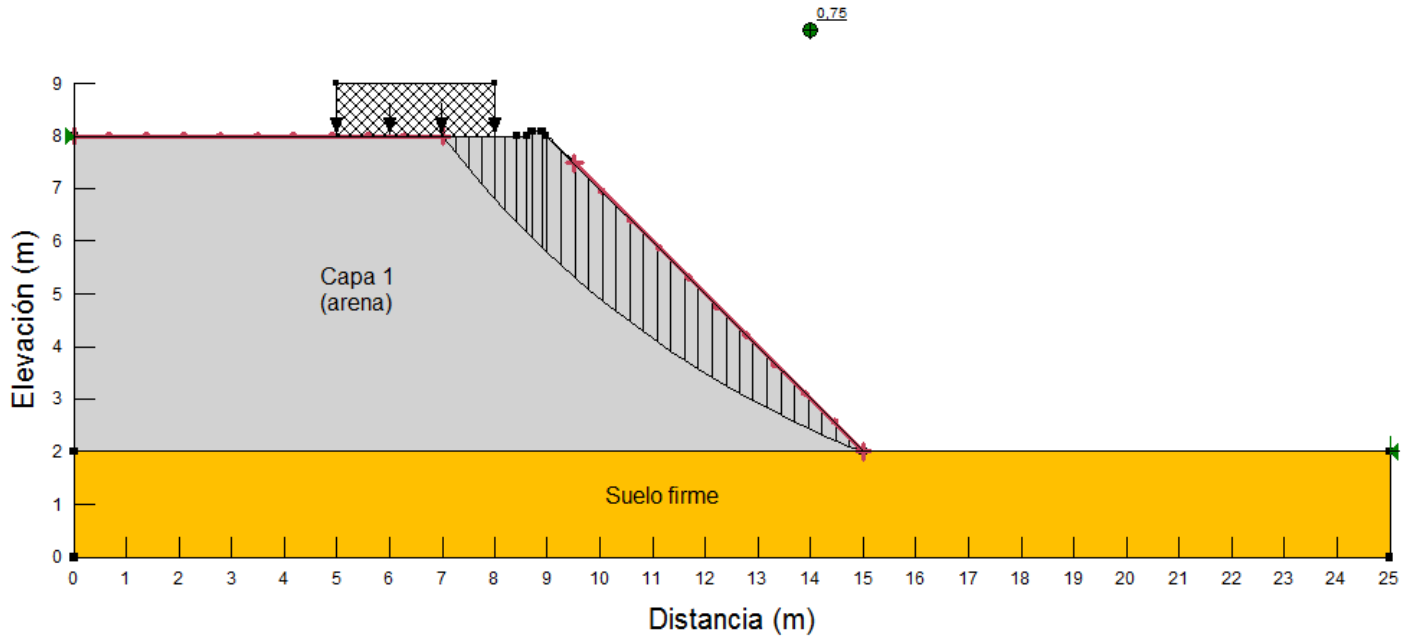
Dique con pendiente 2H:1V, altura dique 6,00 m, arena  $\phi=25^\circ$  - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

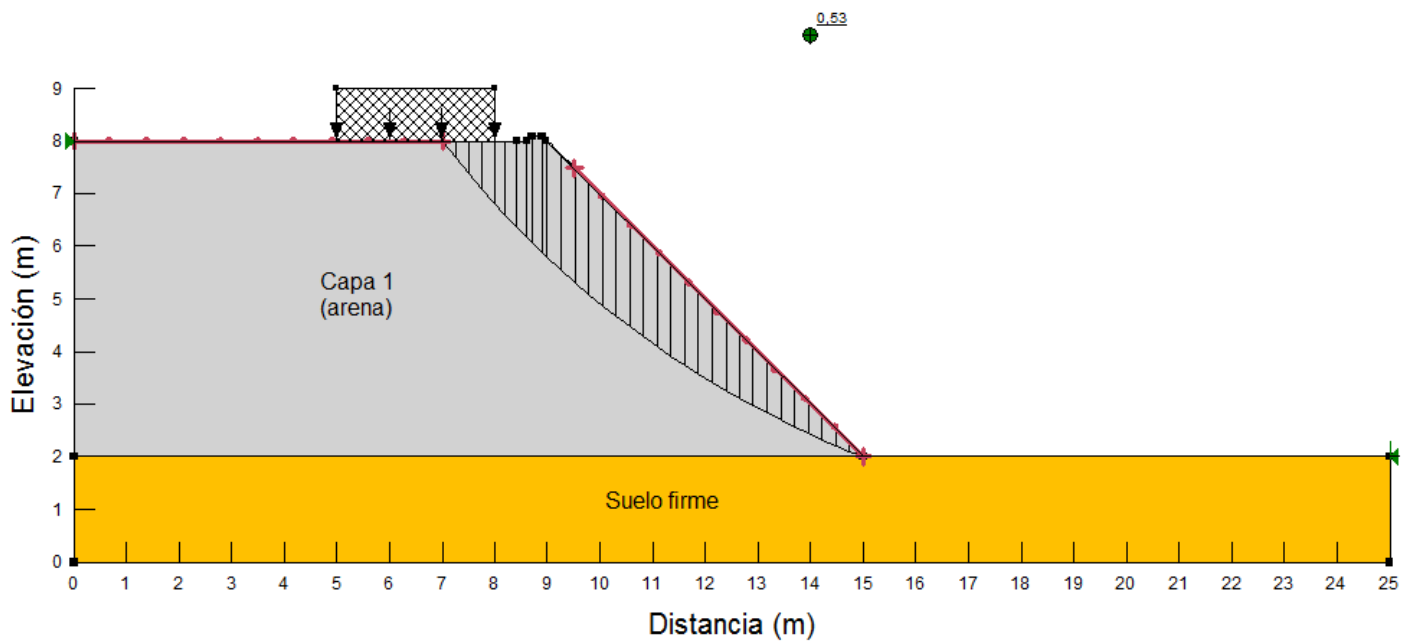
Dique con pendiente 1H:1V, altura dique 6,00 m, arena  $\phi=30^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

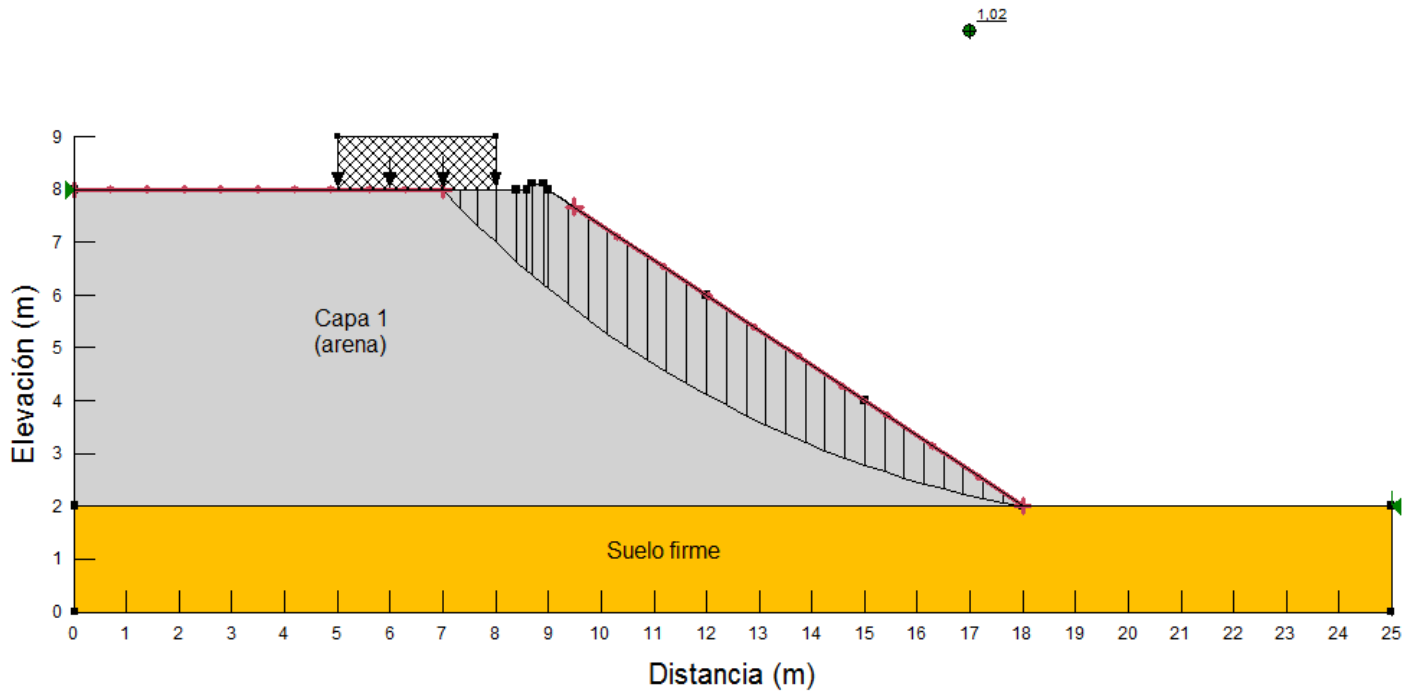
Dique con pendiente 1H:1V, altura dique 6,00 m, arena  $\phi=30^\circ$  - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

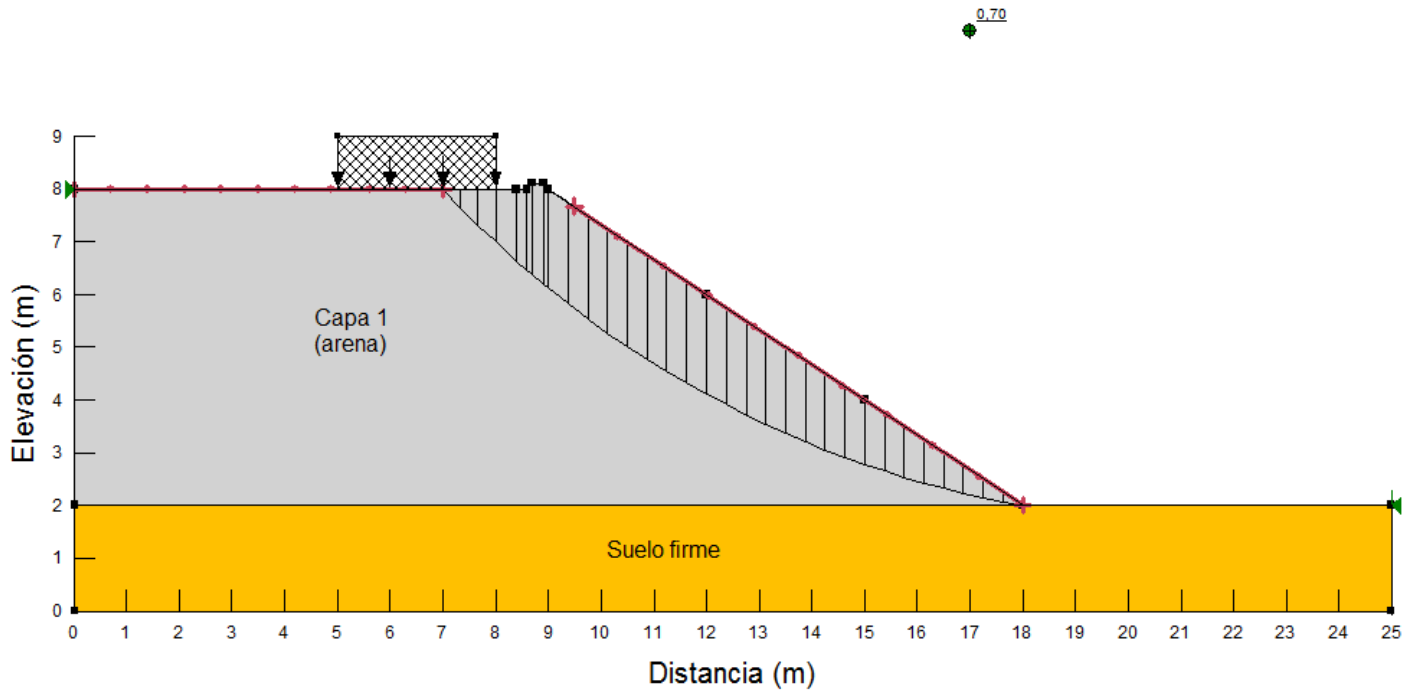
Dique con pendiente 1,5H:1V, altura dique 6,00 m, arena  $\phi=30^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

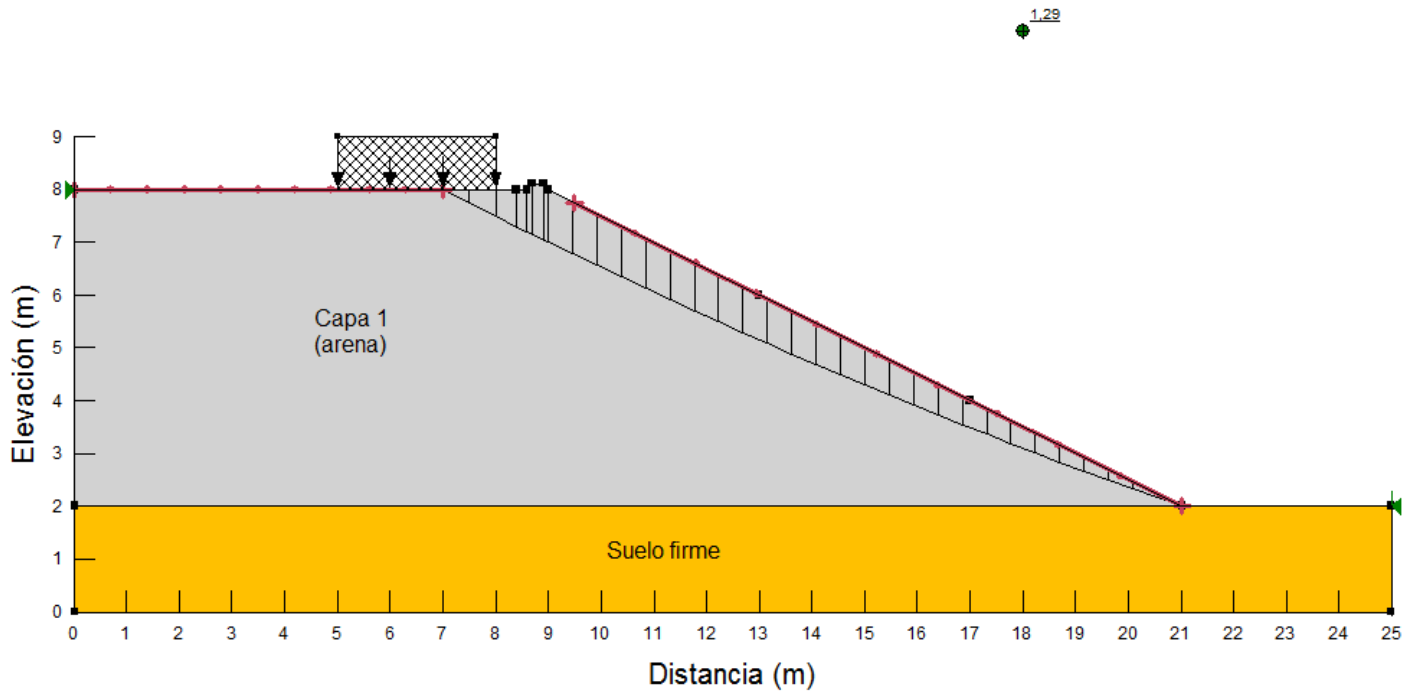
Dique con pendiente 1,5H:1V, altura dique 6,00 m, arena  $\phi=30^\circ$  - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

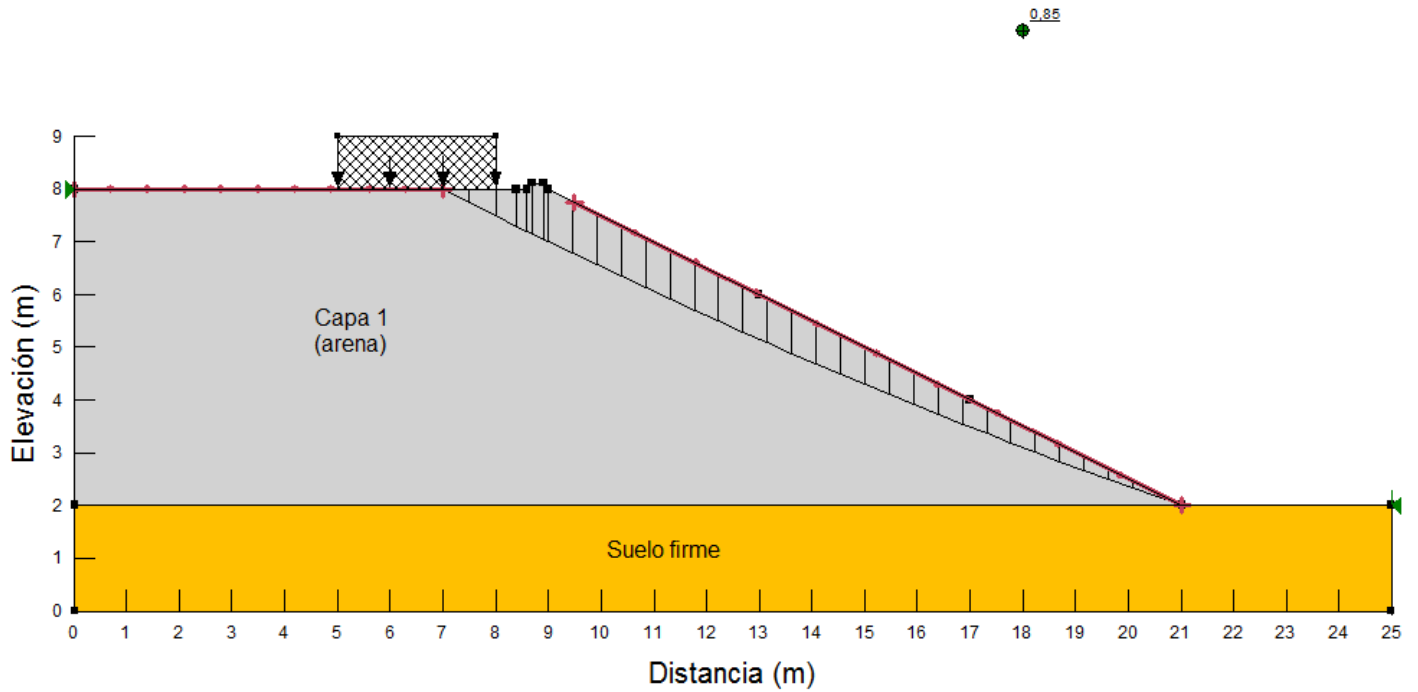
Dique con pendiente 2H:1V, altura dique 6,00 m, arena  $\phi=30^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

Dique con pendiente 2H:1V, altura dique 6,00 m, arena  $\phi=30^\circ$  - sismo

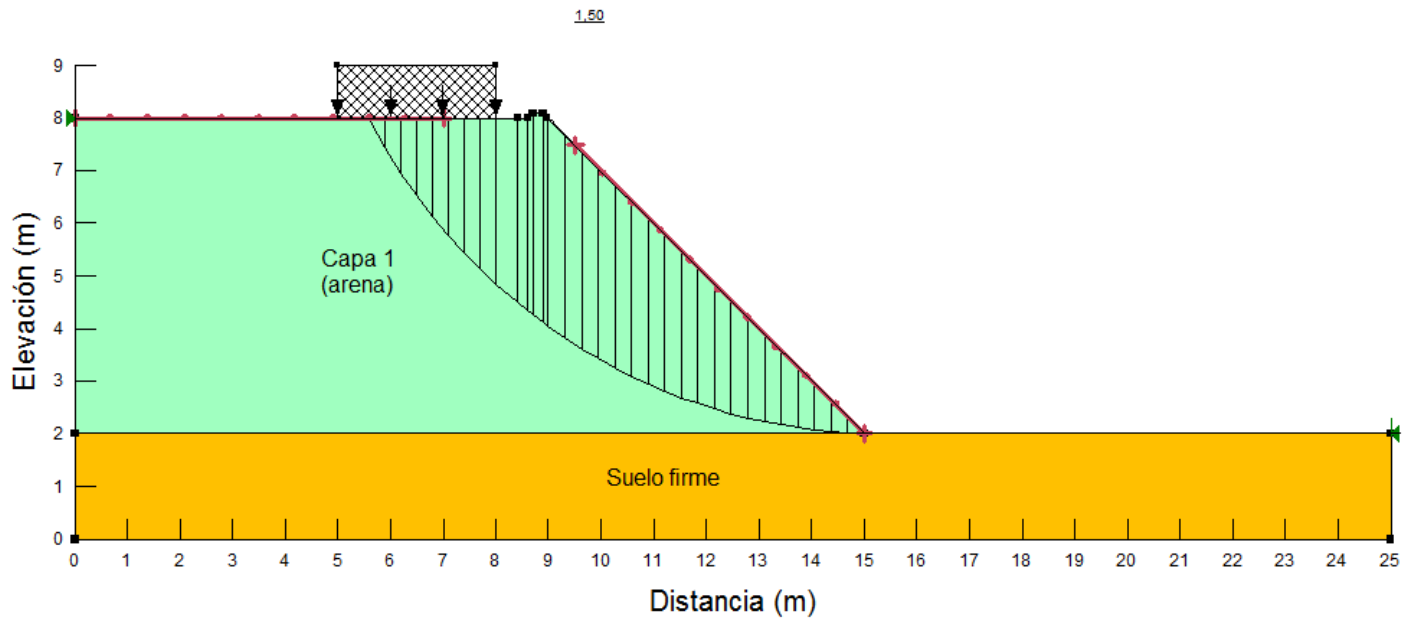


# MEJORAMIENTO CON CEMENTO

## PROYECTO

Dique en Matina, Limón

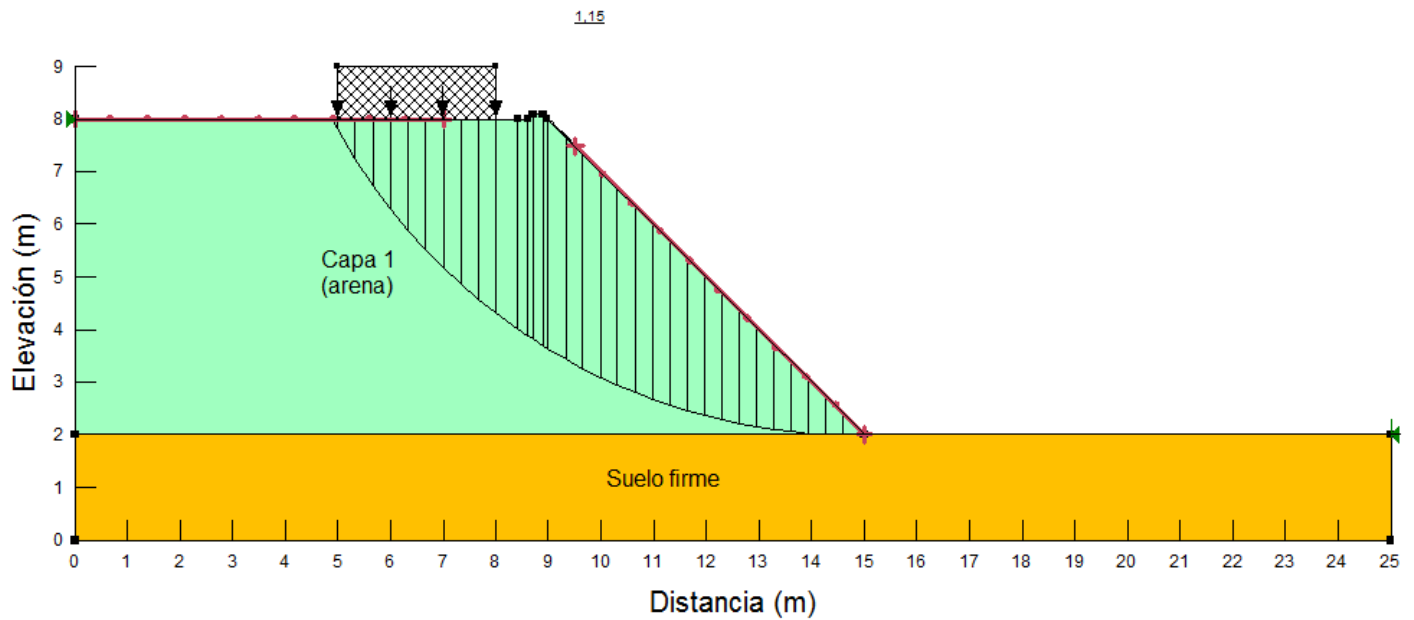
Dique con pendiente 1H:1V, altura dique 6,00 m, arena-cemento C=20 kPa  $\phi=20^\circ$  - estático



## PROYECTO

Dique en Matina, Limón

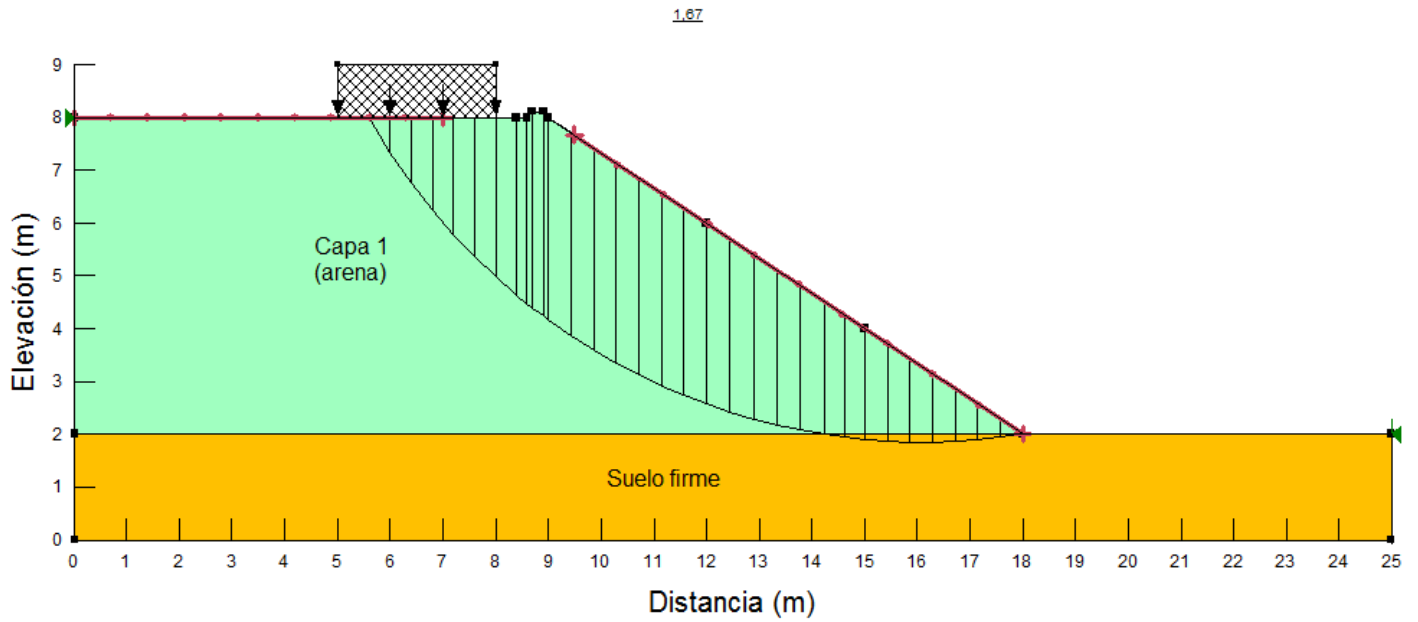
Dique con pendiente 1H:1V, altura dique 6,00 m, arena-cemento C=20 kPa  $\phi=20^\circ$  - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

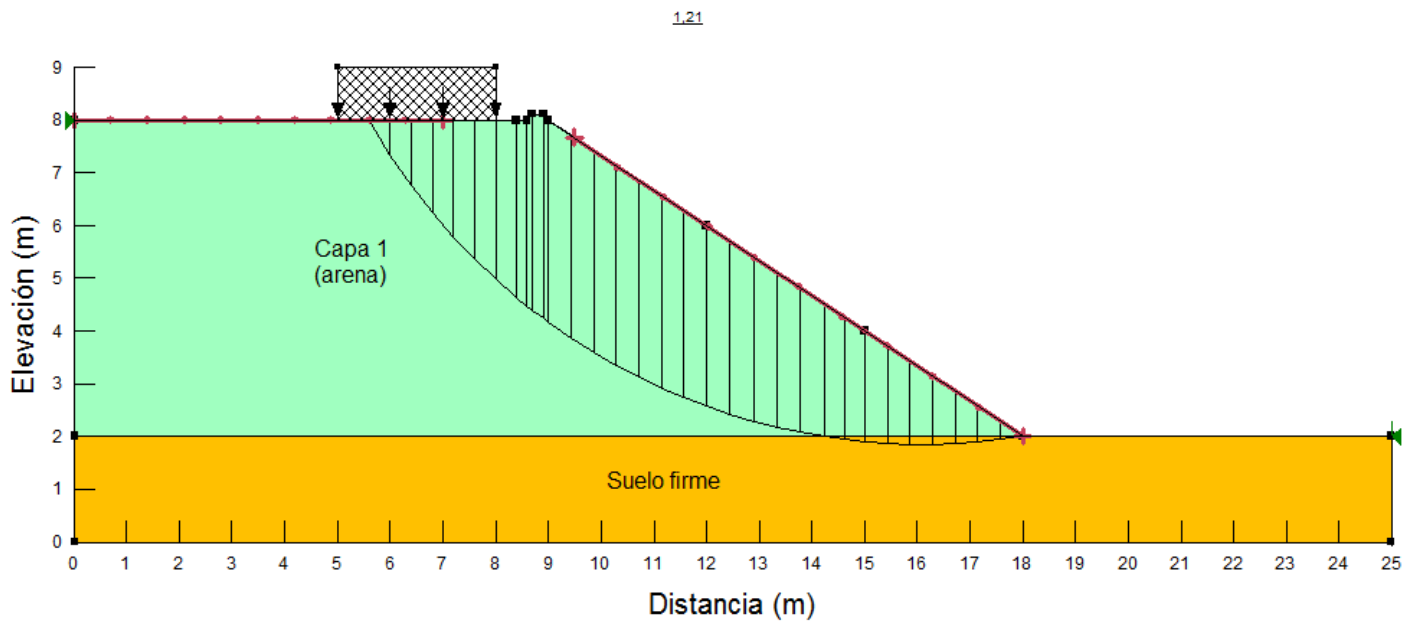
Dique con pendiente 1,5H:1V, altura dique 6,00 m, arena-cemento C=20 kPa  $\phi=20^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

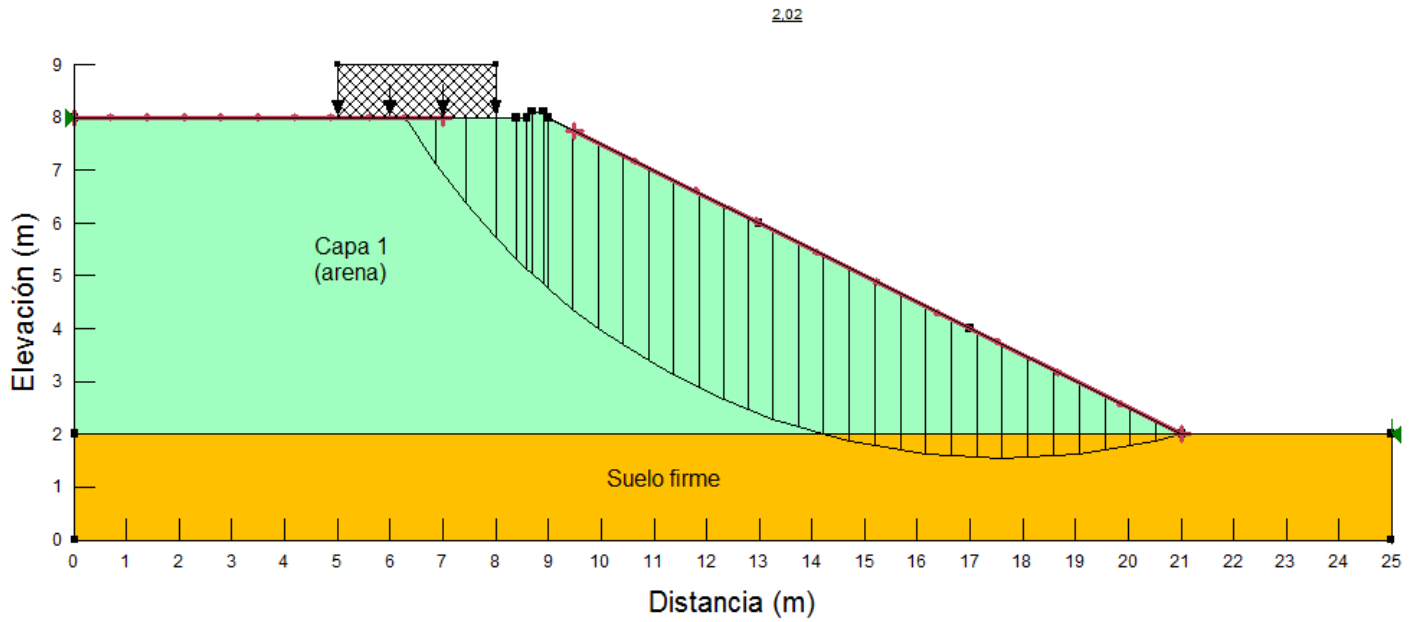
Dique con pendiente 1,5H:1V, altura dique 6,00 m, arena-cemento C=20 kPa  $\phi=20^\circ$  - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

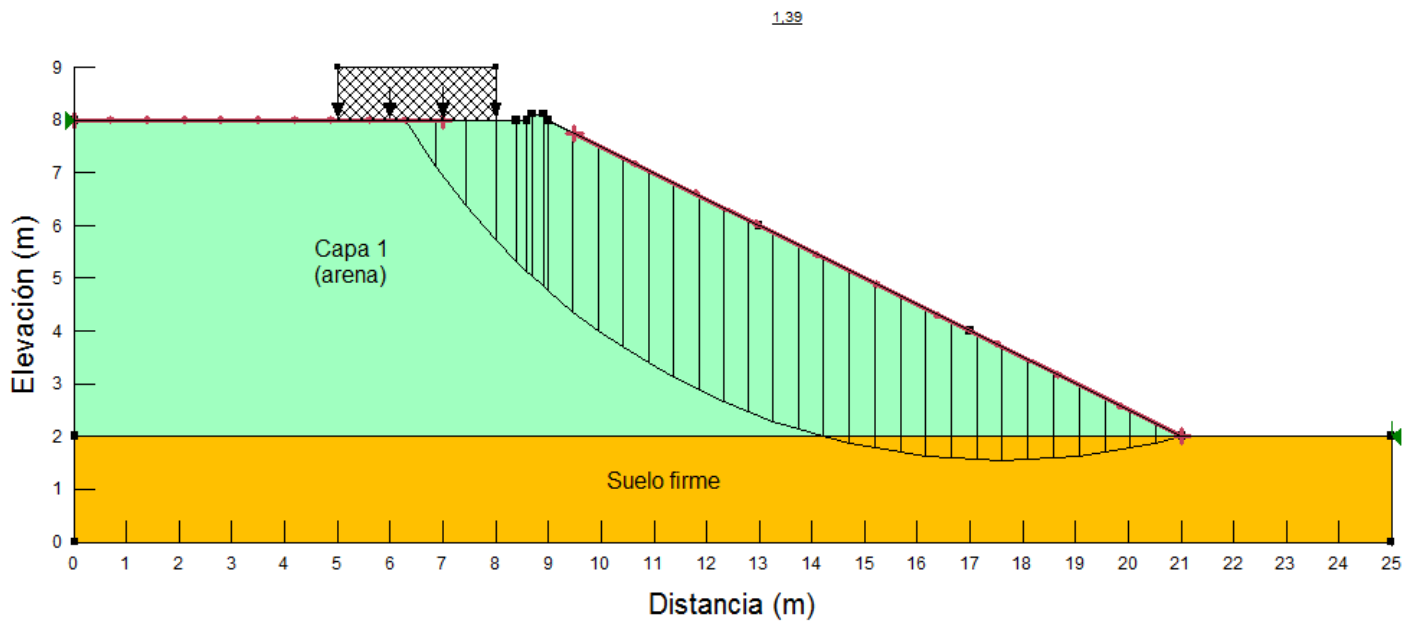
Dique con pendiente 2H:1V, altura dique 6,00 m, arena-cemento C=20 kPa  $\phi=20^\circ$  - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

Dique con pendiente 2H:1V, altura dique 6,00 m, arena-cemento C=20 kPa  $\phi=20^\circ$  - sismo

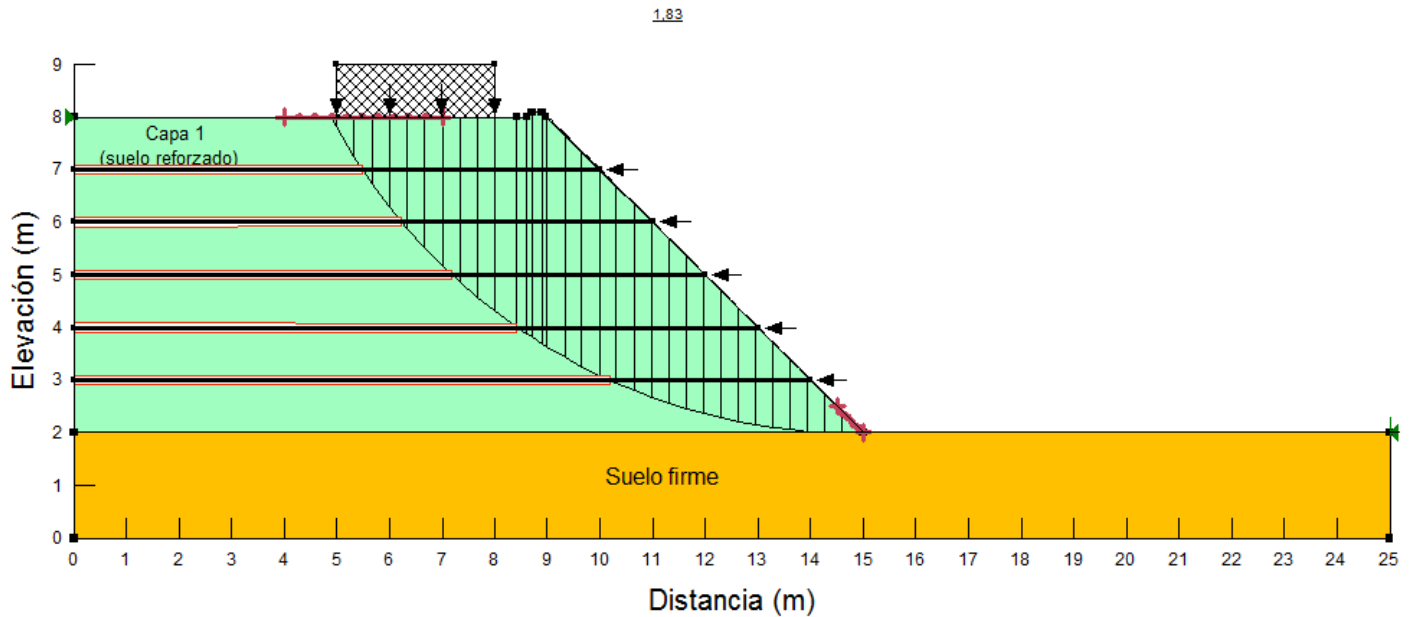


## REFORZAMIENTO CON GEOTEXTILES

### PROYECTO

#### Dique en Matina, Limón

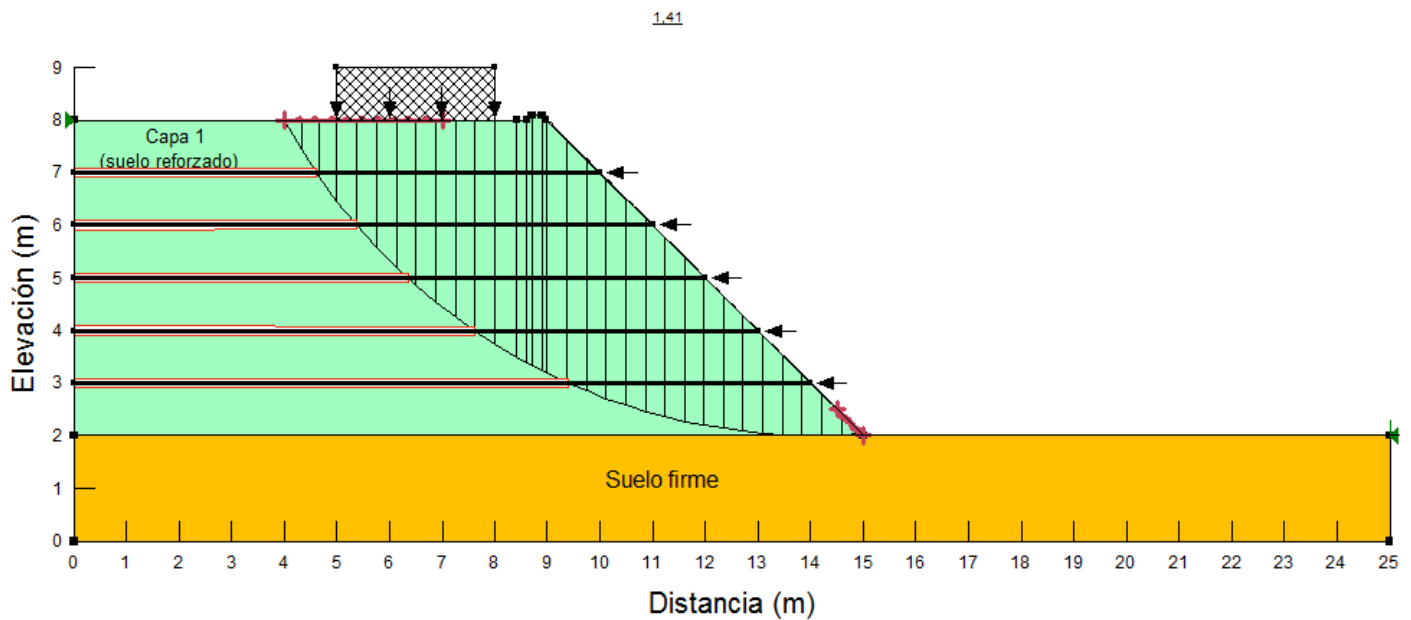
Dique con pendiente 1H:1V, altura dique 6,00 m, refuerzo geotextil - estático



### PROYECTO

#### Dique en Matina, Limón

Dique con pendiente 1H:1V, altura dique 6,00 m, refuerzo geotextil - sismo

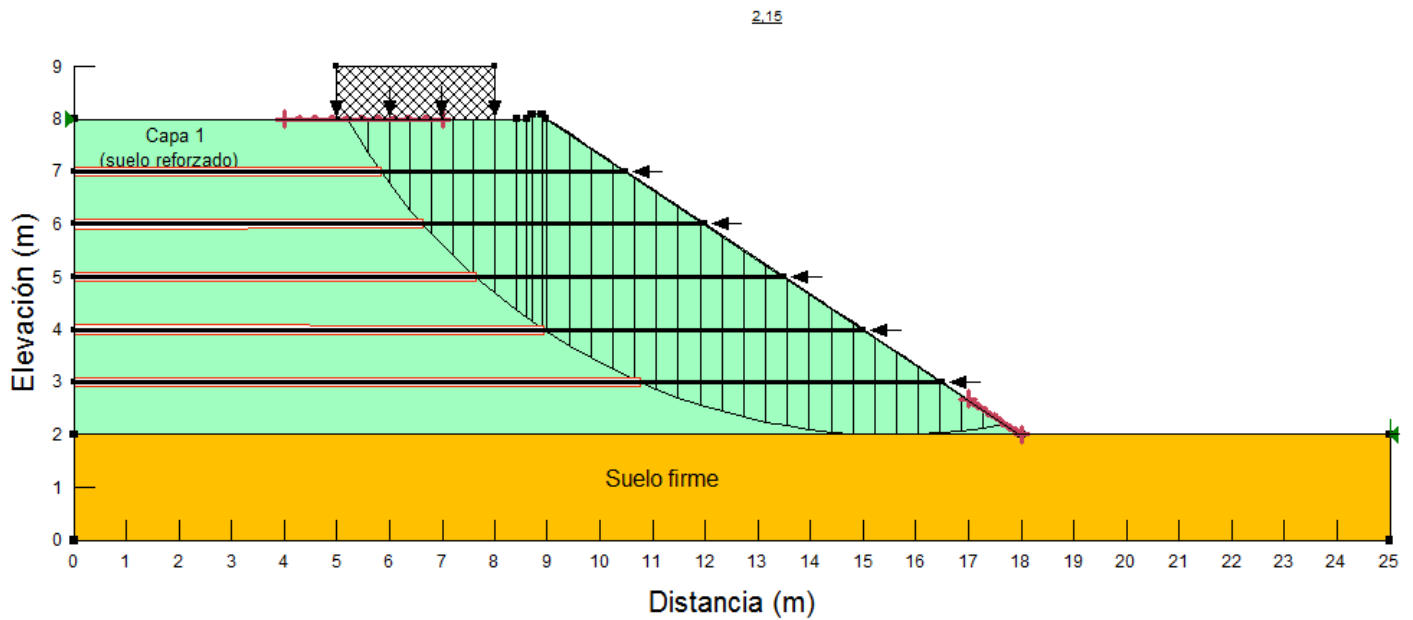




## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

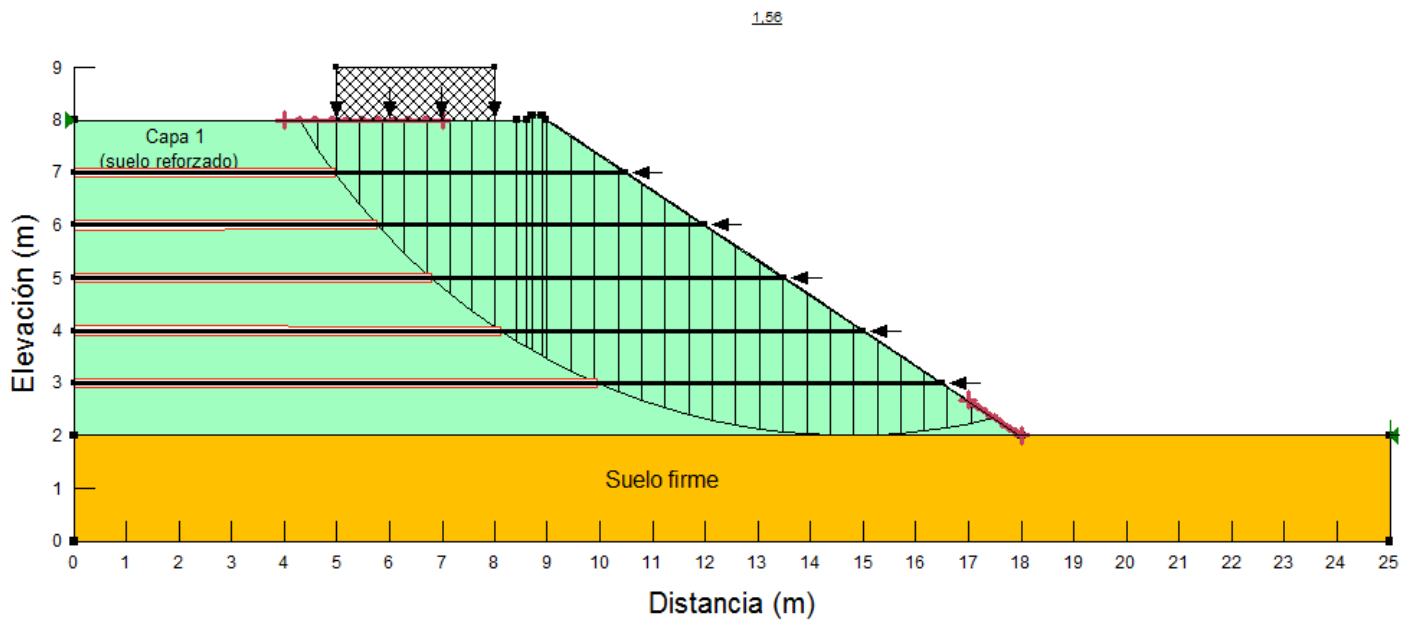
Dique con pendiente 1,5H:1V, altura dique 6,00 m, refuerzo geotextil - estático



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

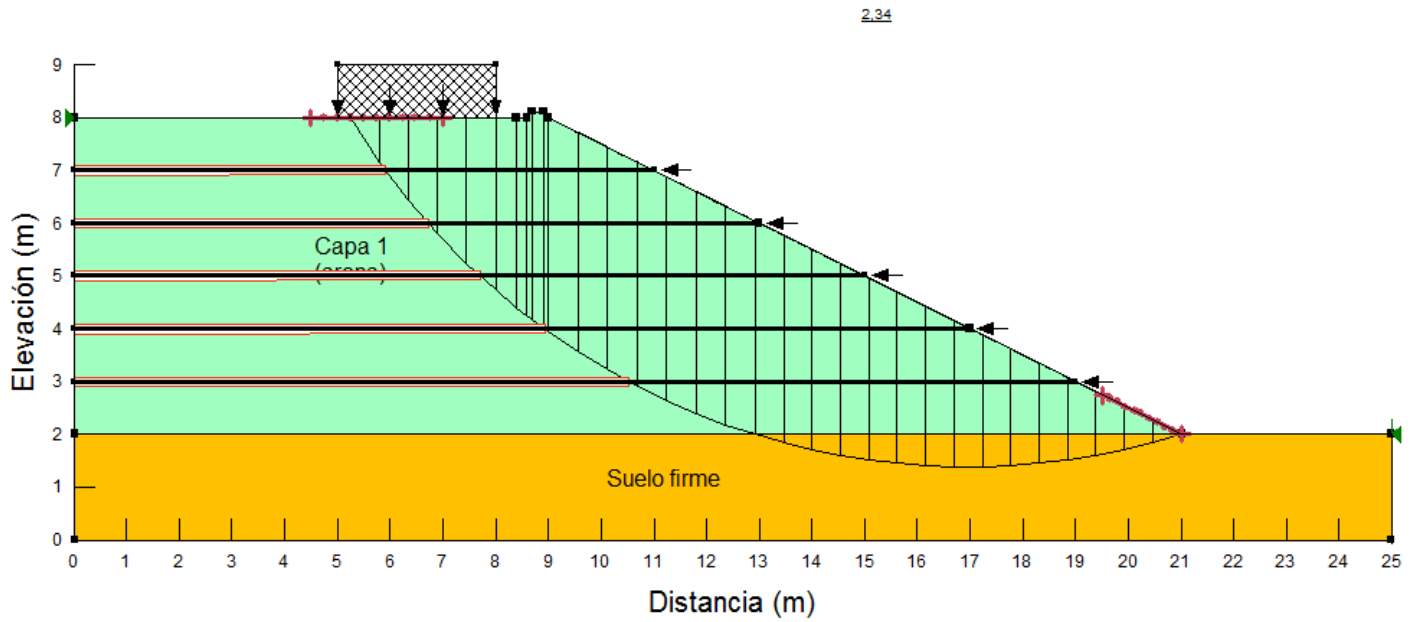
Dique con pendiente 1,5H:1V, altura dique 6,00 m, refuerzo geotextil - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

Dique con pendiente 2H:1V, altura dique 6,00 m, refuerzo geotextil - sismo



## PROYECTO

### Dique en Matina, Limón

Dique con pendiente 2H:1V, altura dique 6,00 m, refuerzo geotextil - sismo

