

**XVII CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTÉCNIA “EVALUACIÓN Y  
GESTIÓN DE RIESGOS GEOTÉCNICOS CON ÉNFASIS EN LOS  
EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO”**

**14 al 18 de Noviembre de 2022**



**IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA DE GESTIÓN  
DE ACTIVOS GEOTÉCNICOS BASADOS EN RIESGO**

**Ing. José Torres González M. Sc.  
Estudiante de Doctorado en Geosistemas  
Instituto Tecnológico de Georgia, Atlanta-Georgia**



# CONTENIDO

1. Conceptos relevantes
2. Beneficios
3. Implementación
4. Resultados esperados



# CONCEPTOS

## Riesgo en Sistemas de Infraestructura

Potenciales resultados no deseados producto de la probabilidad de ocurrencia de eventos peligrosos (amenaza) y la severidad de sus consecuencias asociadas.

## Consecuencias

**Precipitación extrema**  
**Aluviones**  
**Falla de talud**





# CONCEPTOS

## Estructuras geotécnicas

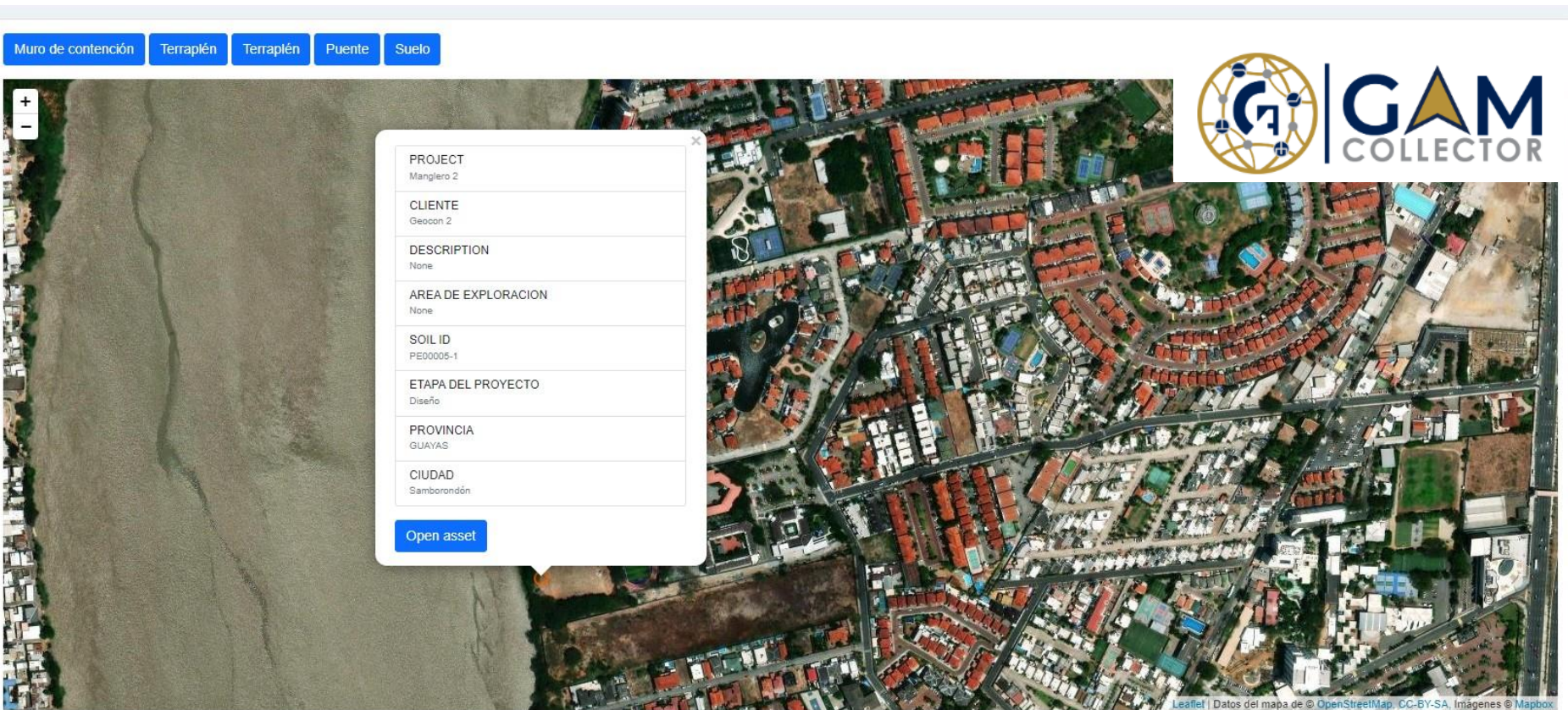
Son aquellas estructuras físicas que se encuentran en el área de influencia del derecho de vía, su presencia permite la circulación vehicular y el intercambio de bienes; y son parte integral de los corredores de transporte (Anderson et al. 2016) como por ejemplo: **taludes, muros, terraplenes y cimentación de puentes.**





# CONCEPTOS

## Integración de SIG – GAM Collector (Geoactivos SAS)



The screenshot displays the GAM Collector interface. At the top, there are navigation buttons: "Muro de contención", "Terraplén", "Terraplén", "Puente", and "Suelo". The main area shows an aerial map of a residential neighborhood. A white popup window is overlaid on the map, displaying the following data:

PROJECT	Manglero 2
CLIENTE	Geocon 2
DESCRIPTION	None
AREA DE EXPLORACION	None
SOIL ID	PE00005-1
ETAPA DEL PROYECTO	Diseño
PROVINCIA	GUAYAS
CIUDAD	Samborombón

At the bottom of the popup is a blue button labeled "Open asset". In the top right corner of the interface, the GAM COLLECTOR logo is visible. The bottom right corner of the map area contains the text: "Leaflet | Datos del mapa de © OpenStreetMap, CC-BY-SA, Imágenes © Mapbox".



# CONCEPTOS

## Integración de SIG – GAM Collector (Geoactivos SAS)

HOME pepe@gamcollect... ▾

Muro de contención Terraplén Terraplén Puente Suelo

ASSETS x

Project record Ubicación Ensayos

Project Manglero 2

Cliente Geocon 2

Estado Del Proyecto

Razón De La Medición

Asset Number PE00005-1

Total Medición

Provincia GUAYAS

Ciudad Samborondón


Referencia Colegio Moderna

Valor Del Proyecto \$ 15000,00

Fecha De Inicio 22 de Agosto de 2022

Fecha De Finalizacion 23 de Agosto de 2022

-	NÚMERO TOTAL DE SONDEOS	METRAJE TOTAL DE SONDEOS	PRECIO UNITARIO
SPT	3	65	\$ 75,00
ROTACIÓN	1	15	\$ 100,00



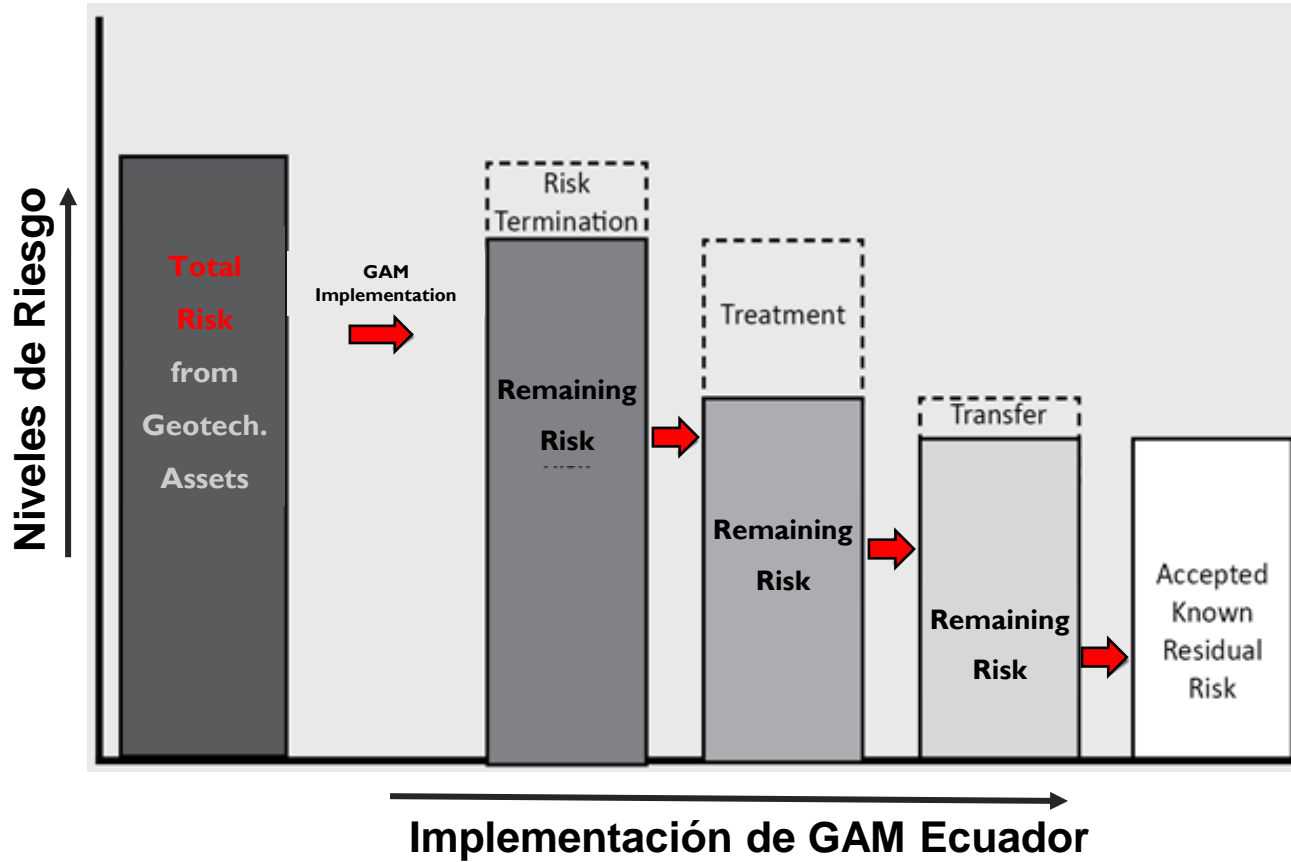
Cerrar

Datos del mapa de © OpenStreetMap, CC-BY-SA, Imágenes © Mapbox



# BENEFICIOS

Risk Management Section. (NCHRP-903, 2019)







# BENEFICIOS

## Invertir



## es ahorrar



### AKDOT&PF GAM Program Overview

- Overview Map
- Rock Slopes
- Unstable Soil Slopes
- Retaining Walls
- Material Sites
- Event Tracker

This overview map shows the location of all assets in AKDOT&PF's Geotechnical Asset Management Program.

Please click on the appropriate tab for detailed information in the asset-specific maps.

#### Assessed Retaining Walls - Clusters

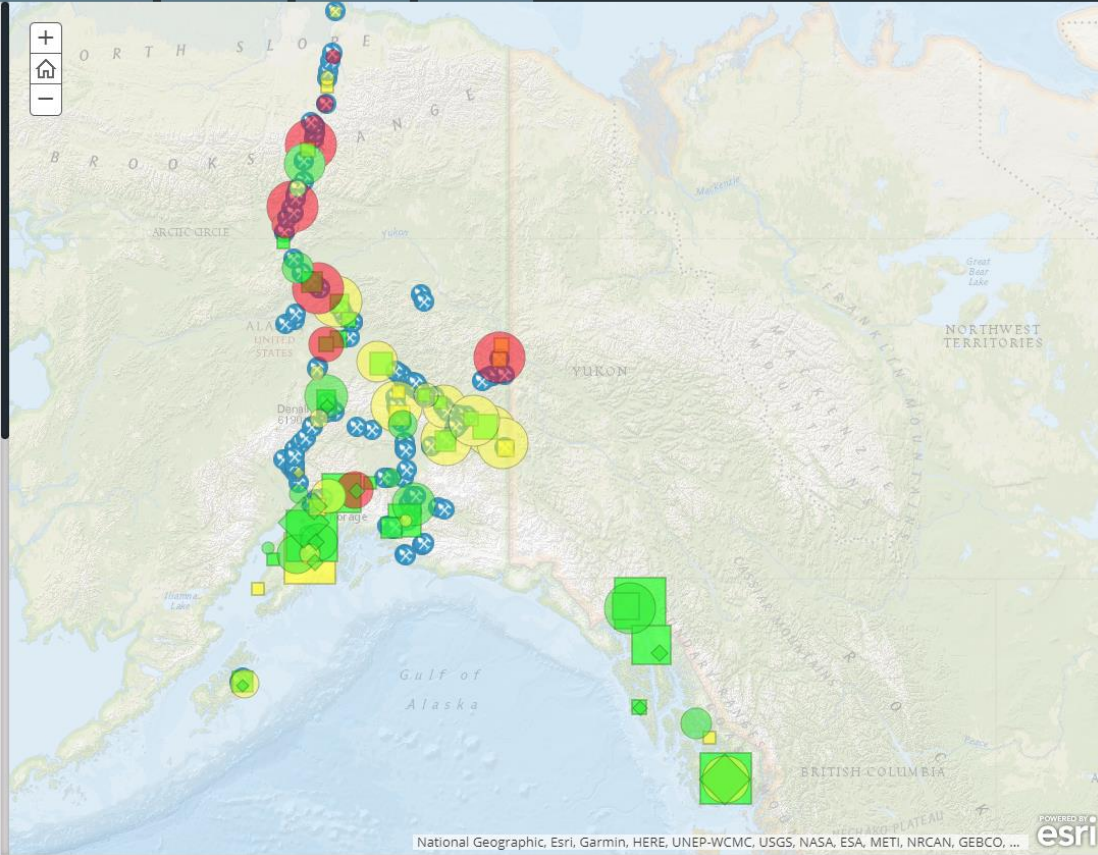
- GOOD
- FAIR
- POOR

#### Number of features

- > 96
- 70
- 50
- 20
- 1

#### Unstable Soil Slopes and Embankments - Clusters

- GOOD
- FAIR
- POOR



National Geographic, Esri, Garmin, HERE, UNEP-WCMC, USGS, NASA, ESA, METI, NRCAN, GEBCO, ... **esri**



# IMPLEMENTACIÓN

1. Definición
2. Criterios de aceptación
3. Identificar y Localizar
4. Inventario estratégico

**FASE I**

5. Evaluación de la condición y factores de riesgo

6. Costos de operación y mantenimiento

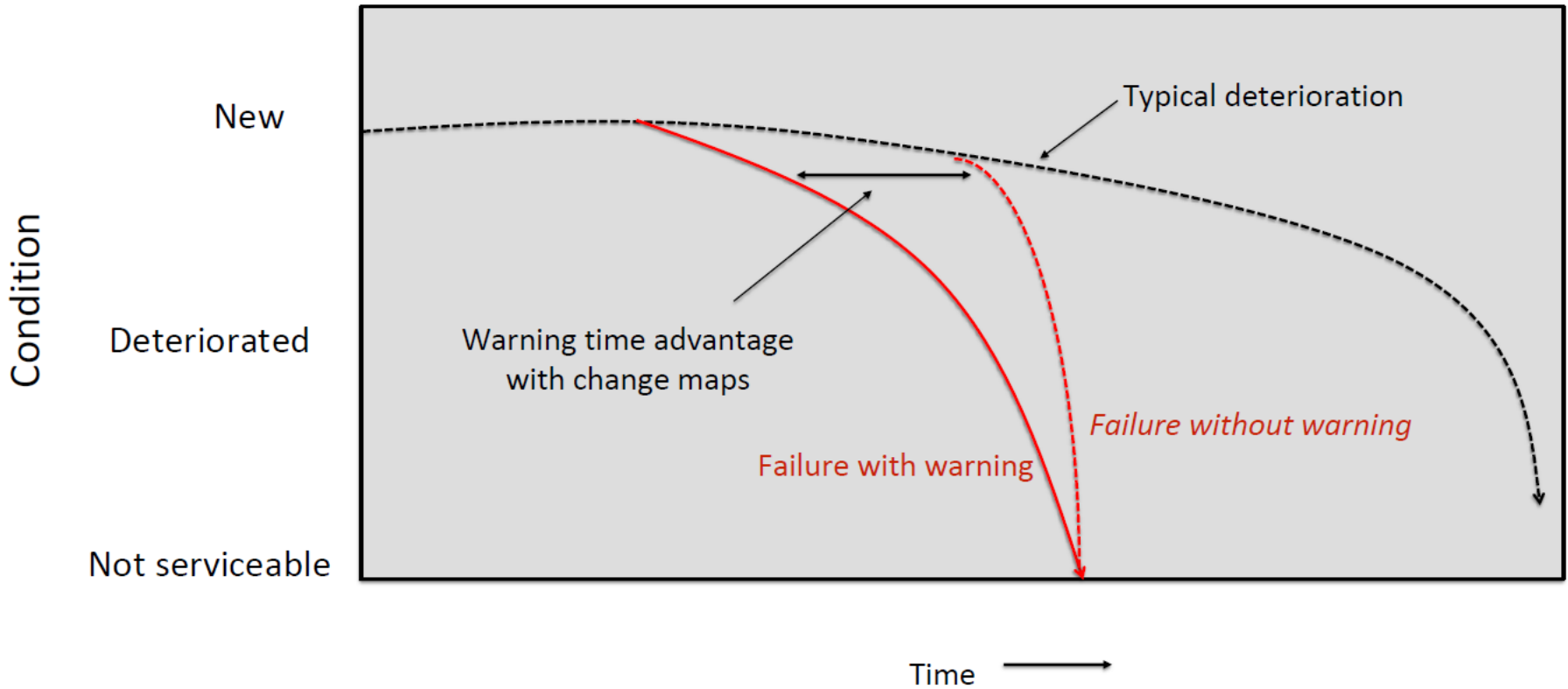
**FASE II**

7. Estimación de costos de consecuencias basadas en riesgo



# IMPLEMENTACIÓN

## Corrección de modelos mediante BASE DE DATOS

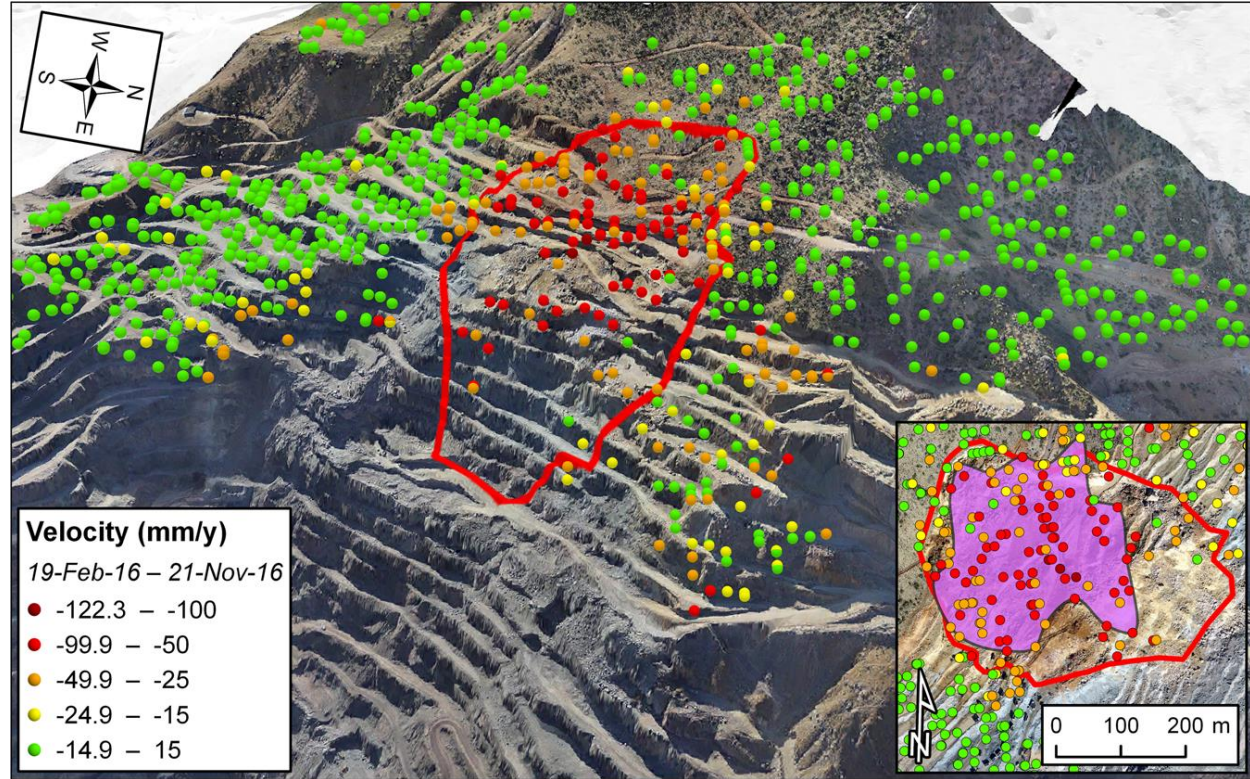






# IMPLEMENTACIÓN

## Tecnologías como InSAR



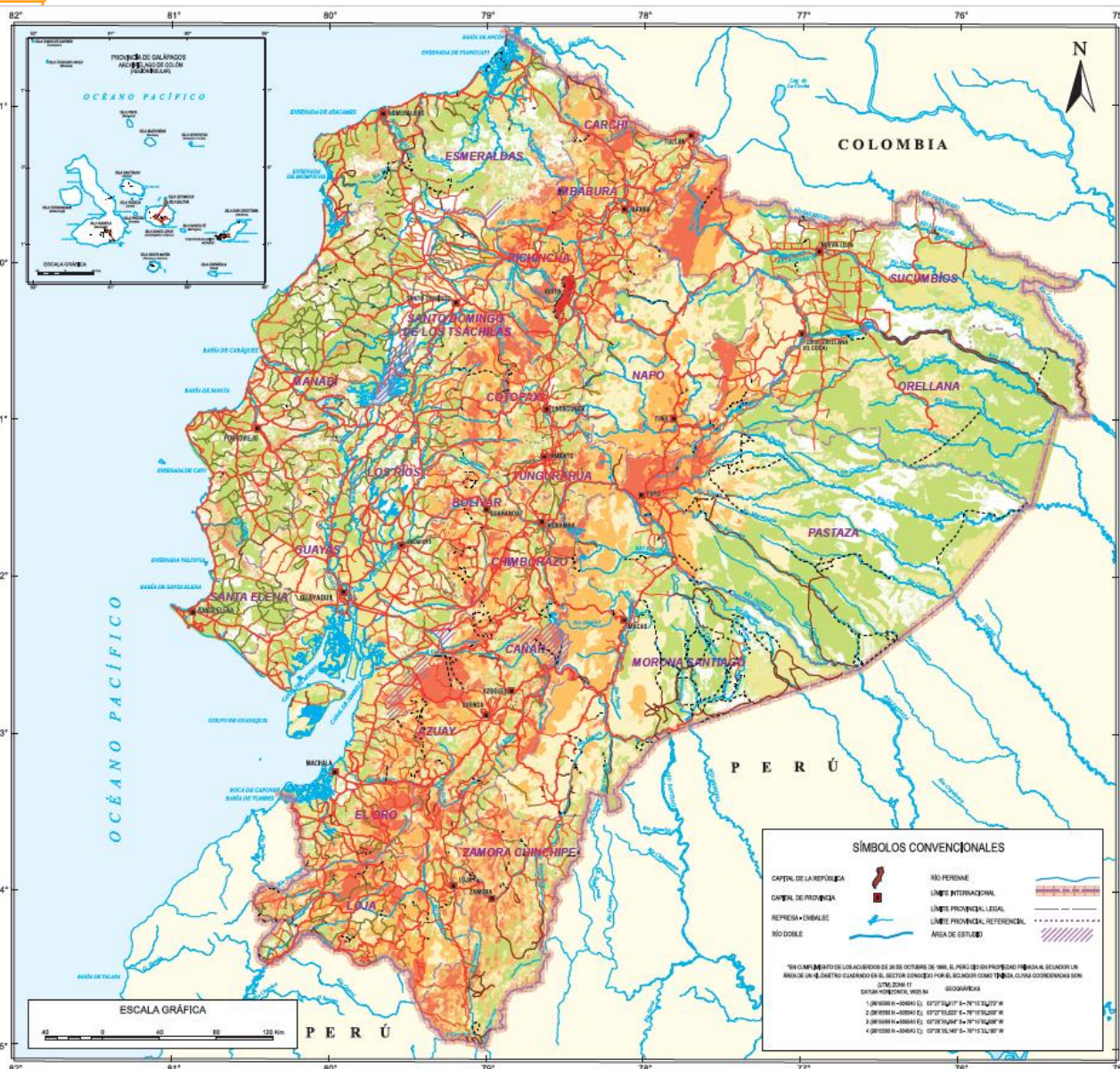
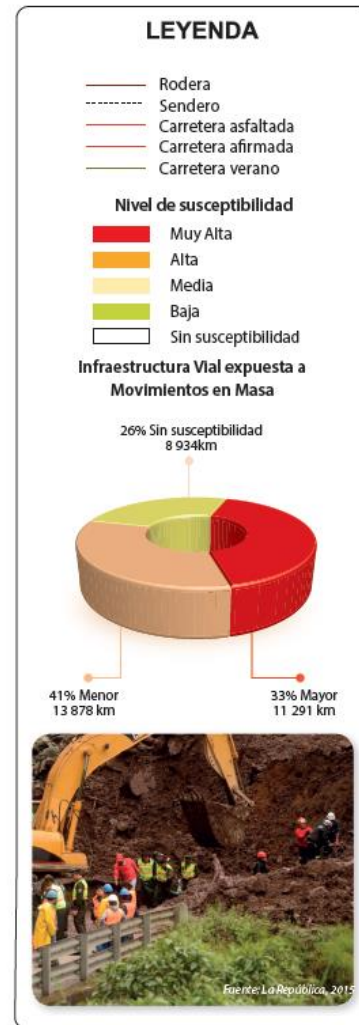
LiDAR, SfM, InSAR, Image-based technologies (Visible light, Multispectral)





# RESULTADOS ESPERADOS – SIN “GAM”

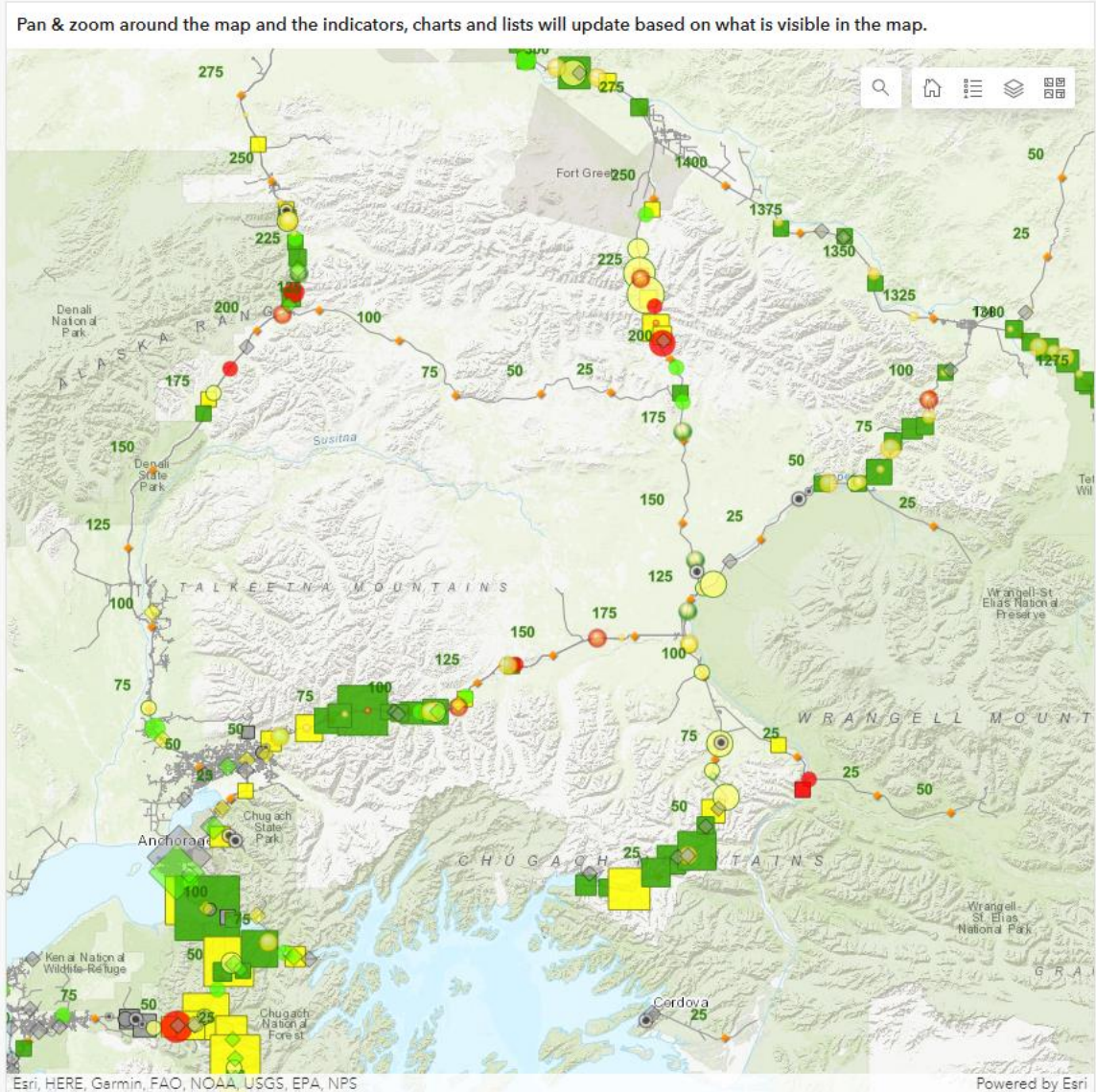
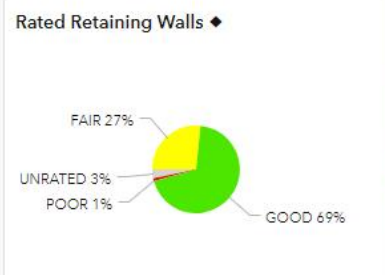
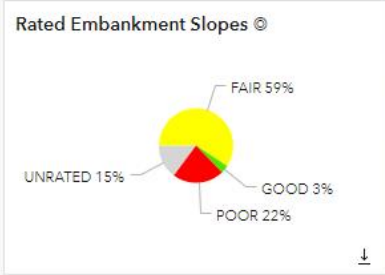
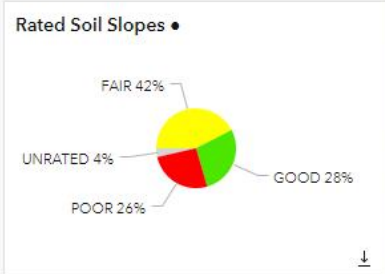
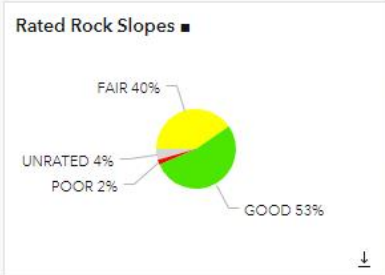
## Mapa de Infraestructura Vial expuesta a Movimientos en Masa







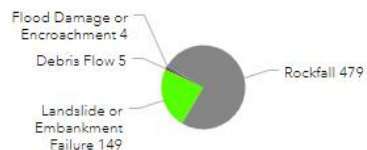
# RESULTADOS ESPERADOS – CON “GAM”





# RESULTADOS ESPERADOS – CON “GAM”

Notable Events within Map Extent/ Filter Criteria:



(specific location, applicable to per-mile studies)

Notable Events

All Events

Notable Events

Count: 637  
Cost: \$969k

(specific location, applicable to per-mile studies, cost shown here is minimum)

Notable Events

All Events

Average Risk Value (2021):

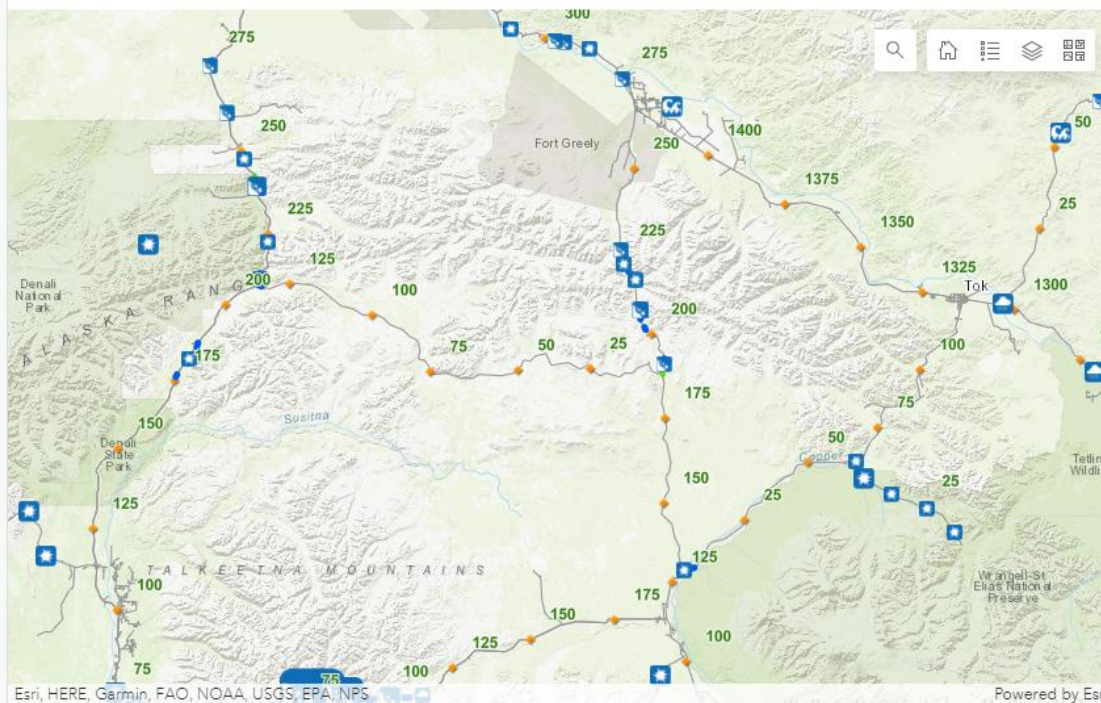
44k

Previous Year (2020) = 26k

(location specific events, not filterable by event types or date)

Risk assessment uses prior 10 years worth of data. Values less than 5k are considered very low risk, 1971-2021

Pan & zoom around the map and the indicators, charts and lists will update based on what is visible in the map.



Map About, Disclaimer & Download



Average of risk assessment values shown on map, or selected by Region/Road filters

Count per Month

Cost per Year

Average Risk Assessment





# RESULTADOS ESPERADOS – GEORGIA “GAM”

GDOT GEOTECHNICAL ASSET MANAGEMENT MAIN DASHBOARD

SELECT DISTRICTS  
None Selected


SELEC COUNTY  
None Selected

SELECT DATE  
None Date

RETAINING WALL INSPECTION PHOTO

Details: prueba

Observation index: 1

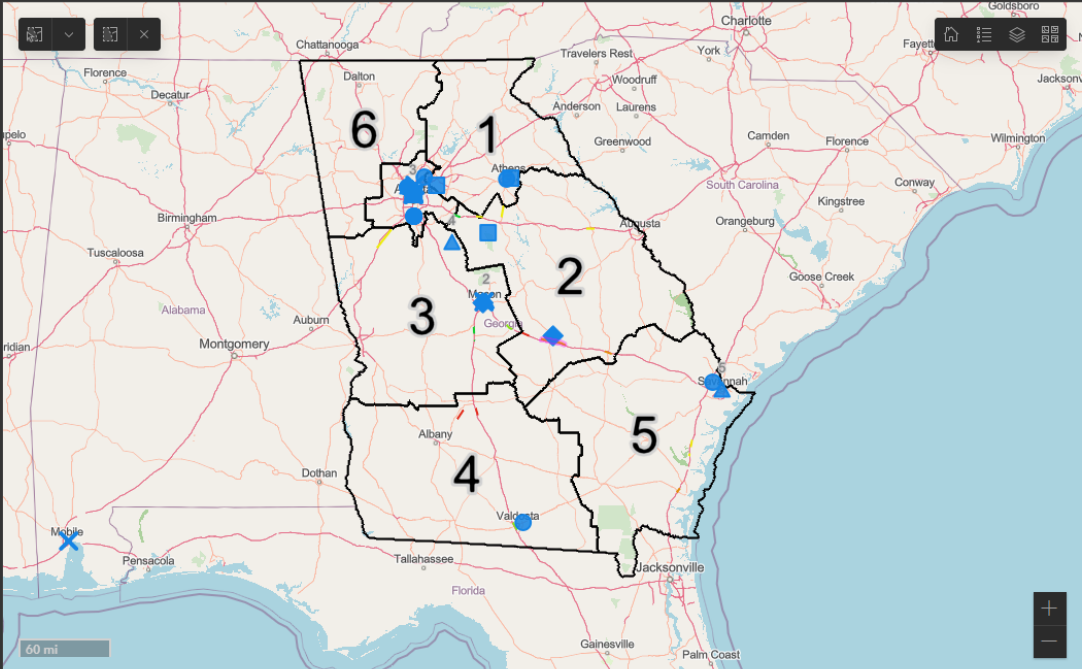


SLOPES INSPECTION PHOTO

Selection required on one or more elements

EMBANKMENTS INSPECTION PHOTO


Selection required on one or more elements



Map data © OpenStreetMap contributors, Microsoft, Facebook, Inc. and its affiliates, Esri Community Maps contributors, Map layer by Esri


Powered by Esri

Rated Retaining Wall




- New 11
- Minor Loss 8
- Fair 5
- Poor 6
- Failed 2

Rated Embankments




- New 2
- Minor Loss 2
- Fair 5
- Poor 3
- Failed 3

Rated Slopes




- New 1
- Minor Loss 1
- Fair 3
- Poor 2
- Failed 1

# OF RETAINING WALL




16

# OF EMBANKMENTS




6

# OF SLOPES




6

# OF BRIDGE FOUNDATION



8

# OF OTHER ASSETS



2

INDIVIDUAL ASSETS MANAGEMENT DASHBOARD

- 1. RETAINING WALL DASHBOARD
- 2. SLOPES DASHBOARD
- 3. EMBANKMENTS DASHBOARD
- 4. BRIDGE FOUNDATION DASHBOARD
- 5. OTHER ASSETS DASHBOARD



# RESULTADOS ESPERADOS – GEORGIA “FASE I”

## GDOT RETAINING WALL MANAGEMENT DASHBOARD

SELECT DISTRICTS  
None Selected

SELEC COUNTY  
None Selected

SELECT DATE  
None Date

# OF RETAINING WALL

**16**  
INVENTORY

# OF RETAINING WALL

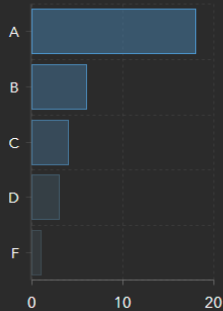
**32**  
INSPECTION

WALL TYPE

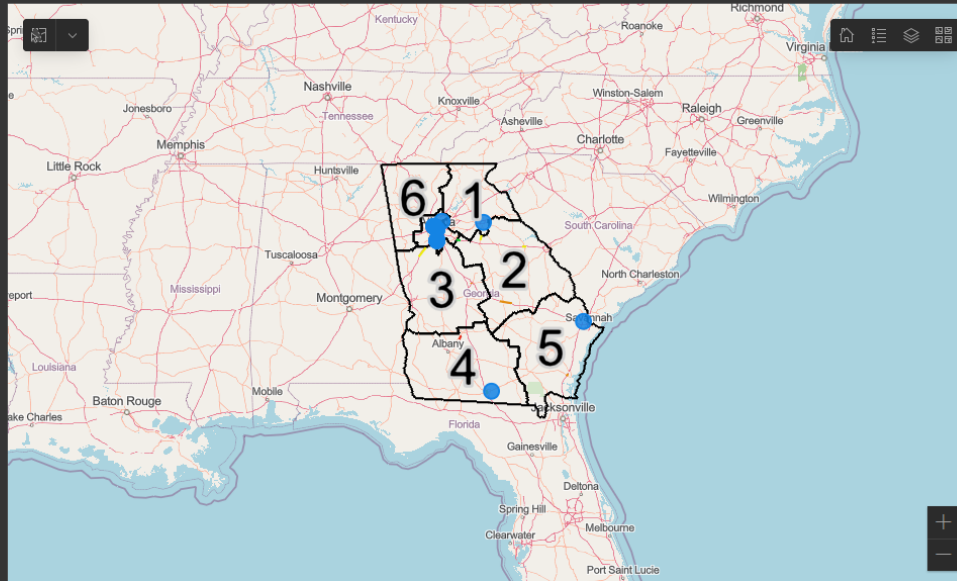


- GDOT 2 Standard
- MSE 9
- Rigid 1
- Soldier Pile 2
- Tie-Back 1
- Unknown 1

GAD GRADING

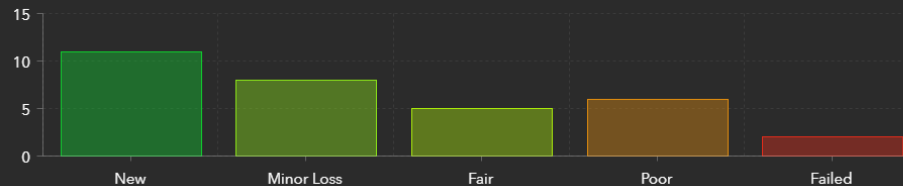


Selection required on one or more elements



Map data © OpenStreetMap contributors, Microsoft, Facebook, Inc. and its affiliates, Esri Community Maps contributors, Map layer by Esri Powered by Esri

WALL CONDITION



INSPECTION DATA

Asset ID: **prueba**  
Beginning of the wall (degrees): **-2.148;-79.868**  
End of the wall (degrees): **-2.148;-79.868**  
Wall length (ft): **5,217.45**  
Maximum wall height (ft): **6**  
Observed Distresses: **local\_bulges**  
Wall condition that better fits your assessment: **Minor Loss**  
Total GAM Risk Score: **10**  
GAM Grading: **A**  
Additional Inspections done:

Asset ID: **Tui-2345**  
Beginning of the wall (degrees): **33.879;-84.454**  
End of the wall (degrees): **33.879;-84.454**

INVENTORY DATA

GDOT Project Number: **hhdh66**  
County: **Banks County**  
District Area: **ghh56**  
Relative positions depending on which level is the wall placed: **Below**  
Wall placement in reference to the road: **5.00**  
Wall Function: **Bridge**  
Wall Type: **Tie-Back**  
  
GDOT Project Number: **Prueba 3**  
County: **Baker County**  
District Area: **ggg45**  
Relative positions depending on which level is the wall placed: **Above**

Geotechnical Asset Management Main Dashboard



# ¡GRACIAS!

**¿Preguntas?**

José Torres: [jtorres@gatech.edu](mailto:jtorres@gatech.edu)

[gerencia@geoactivos.com](mailto:gerencia@geoactivos.com)



**XVII CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTÉCNIA “EVALUACIÓN Y  
GESTIÓN DE RIESGOS GEOTÉCNICOS CON ÉNFASIS EN LOS  
EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO”**

**14 al 18 de Noviembre de 2022**



**INTERACCIÓN TERRENO TÚNEL PARA DISEÑO SÍSMICO  
Y DISCUSIÓN A LA LUZ DEL NUEVO MANUAL DE  
TÚNELES DE CARRETERA PARA COLOMBIA**

**HÉCTOR SALAZAR / ÁLVARO POLO**  
**Gerente general / Coordinador de diseño**  
**Geotecnia Andina Consultores SAS**





# CONTENIDO

## 1. Introducción

## 2. Caso de estudio: Túneles de Tesalia

- Descripción general de los túneles
- Características geológico-geotécnicas de la Falla Cauca-Patía y retos constructivos
- Criterios usados para el diseño sísmico de túneles y principales resultados del modelo de interacción terreno-estructura

## 3. Comparativa entre los lineamientos del manual de túneles del Invías 2021 y el estado del arte en diseño sismorresistente

## 4. Discusión

## 5. Conclusiones



# 1. INTRODUCCIÓN

En general, durante la ocurrencia de un sismo los túneles se comportan mejor que las estructuras en superficie, como puentes y edificios, debido a que se encuentran confinados por el terreno circundante y no pueden ser excitados de forma independiente al terreno o estar sujetos a fuertes amplificaciones.

La amplitud del movimiento sísmico tiende a reducirse con la profundidad, tal así que el movimiento del terreno a una profundidad igual o mayor a 30 m corresponde al 70% del registrado en superficie (FHWA, 2009) y el factor de reducción de esfuerzos correspondería a un 50%.

Algunos estudios que reflejan los daños sufridos durante sismos por este tipo de estructuras, están asociados a deslizamientos, suelos licuables, fallas activas, etc:

- Asakura y Sato (1996): daños en 124 túneles, de los cuales 53 (43%) fueron graves.
- Wang et al., (2001): 49 de 57 (86%) túneles reportaron daños durante el terremoto de Chi-Chi de Taiwan en 1999.

El menor efecto en túneles de sismos a profundidad ha sido investigado ampliamente desde hace más de 30 años:

- Salazar Héctor (1992): Tesis de doctorado, Moscú, Rusia.





## 2. CASO DE ESTUDIO: TÚNELES DE TESALIA

### 2.1 Descripción general de los túneles

Los túneles de Tesalia constan de un túnel principal con una sección aproximada de 100 m<sup>2</sup> y un túnel paralelo de emergencia con una sección aproximada de 20 m<sup>2</sup>, longitud mayor a 3.500m cada uno, galerías de conexión cada 400 m, y una pendiente longitudinal de 0.75%, ubicados en el departamento de Caldas, Colombia, como parte de la Concesión Conexión Pacífico 3.

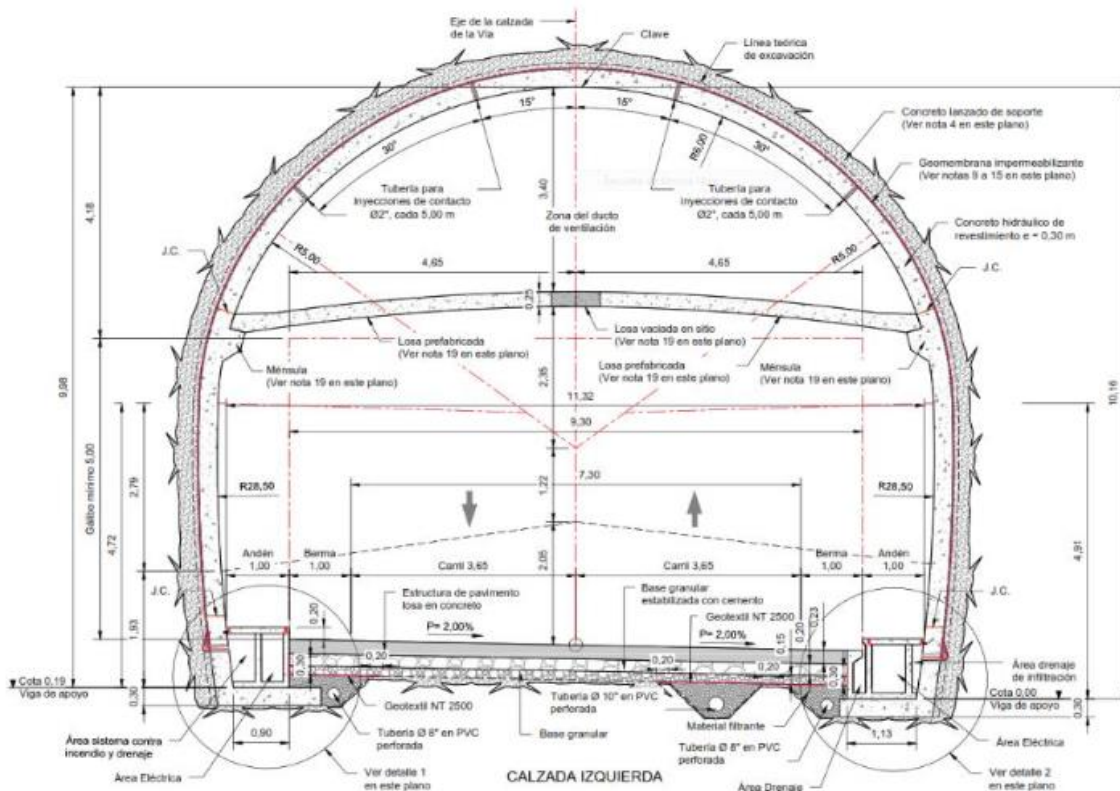
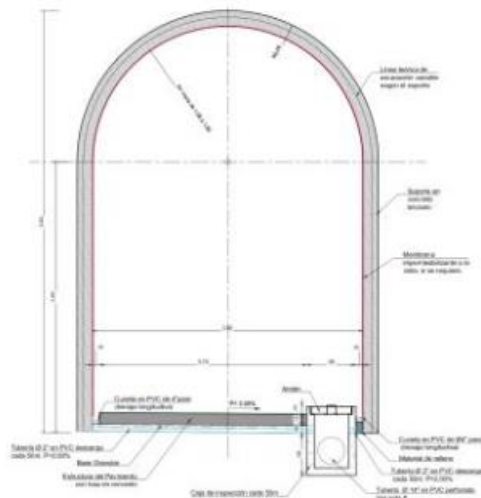


Figura 1. Secciones transversales de los túneles de Tesalia.  
Fuente: CCP3 – Geotecnia Andina, abril de 2020





## 2. CASO DE ESTUDIO: TÚNELES DE TESALIA

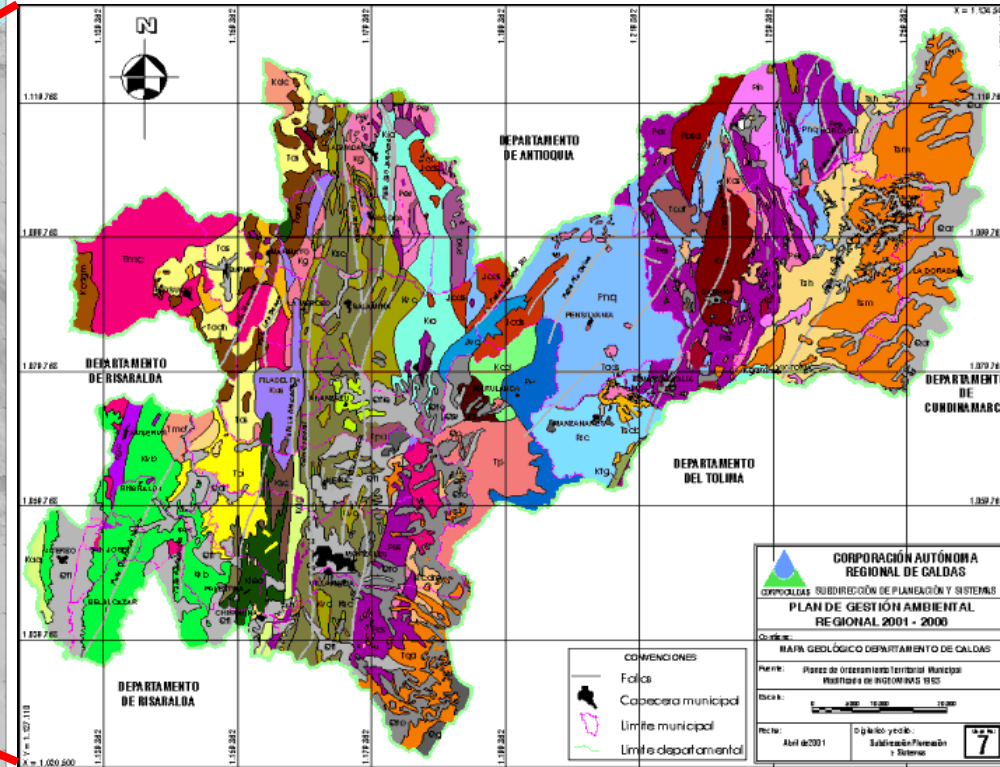
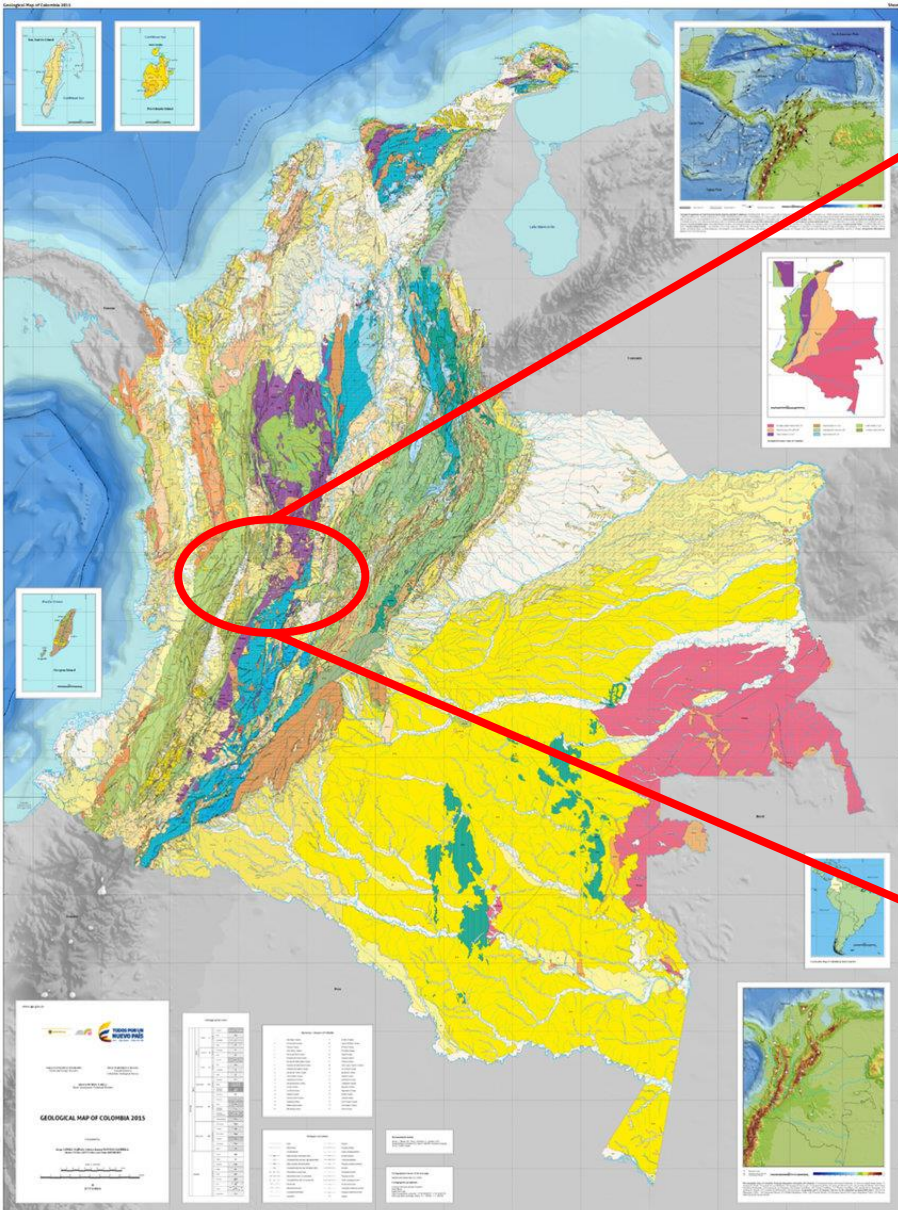


Figura 2. Localización general del proyecto con respecto al país





## 2. CASO DE ESTUDIO: TÚNELES DE TESALIA

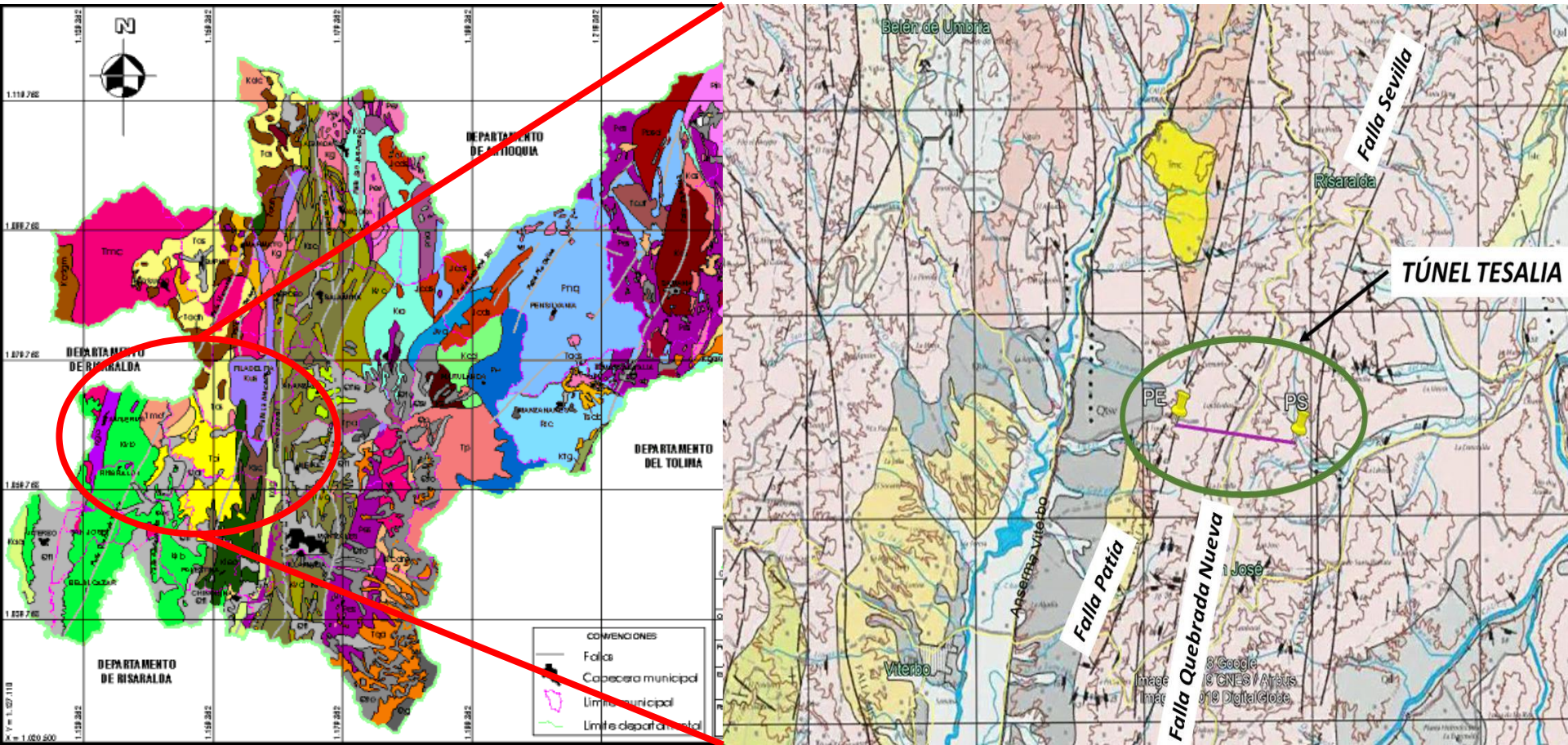


Figura 3. Localización del proyecto con respecto al departamento





## 2. CASO DE ESTUDIO: TÚNELES DE TESALIA

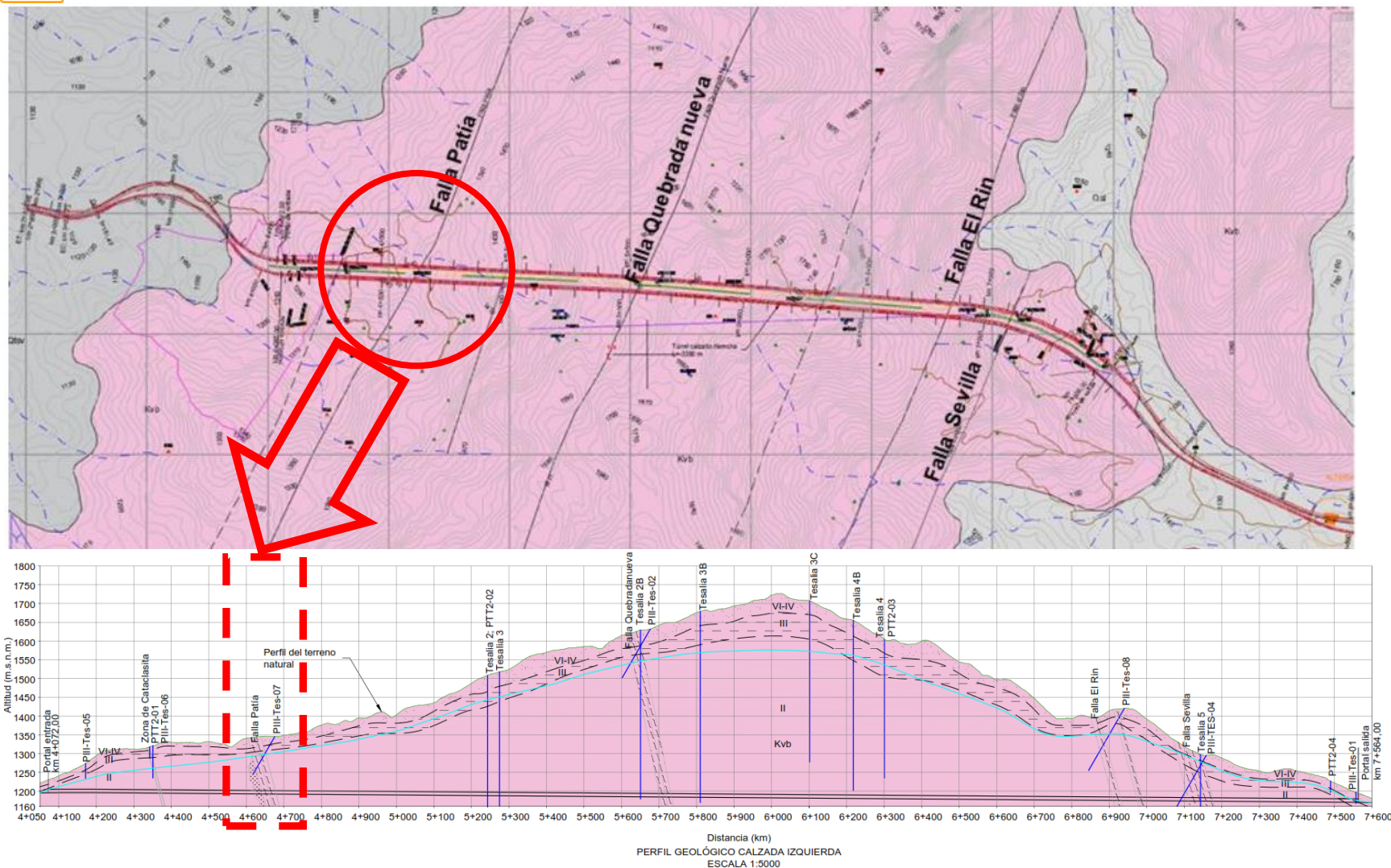


Figura 4. Localización de la falla Patía en los túneles de Tesalia



## 2. CASO DE ESTUDIO: TÚNELES DE TESALIA

### 2.2 Características geológico-geotécnicas de la Falla Cauca-Patía y retos constructivos

De acuerdo con los registros geológico geotécnicos de avance de excavación y los sondeos exploratorios ejecutados durante la construcción de los túneles de Tesalia se evidenció que la falla Cauca-Patía presentaba grandes afectaciones e incidencias en el macizo en un tramo mayor a 100 m, generando alto fracturamiento y zonas de debilidad que amenazaban desestabilización general en los frentes de avances.

Los materiales encontrados presentaban condiciones geomecánicas desfavorables para la excavación, esfuerzos tectónicos remanentes que distorsionaron el estado de esfuerzos, condiciones hidrogeológicas severas y cambiantes, materiales heterogéneos, poco resistentes y tectonizados entre otros.

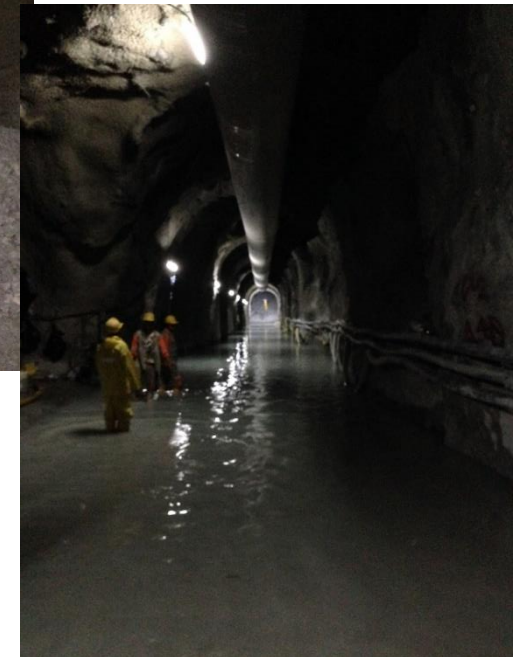


Figura 5. Evento del 12 de octubre de 2018



## 2. CASO DE ESTUDIO: TÚNELES DE TESALIA

### 2.2 Características geológico-geotécnicas de la Falla Cauca-Patía y retos constructivos

La falla Cauca-Patía presentó un núcleo de deformación con zonas adyacentes aledañas deformadas, fracturadas, con condiciones y evidencias de afectación por influencia de la estructura principal y altos flujos de aguas en mayor concentración. El material extraído de las perforaciones presentaba indicadores cinemáticos, material triturado, altamente fracturado, RQD bajos, RMR bajos o nulos y en general condiciones geomecánicas desfavorables, teniendo como materiales principales brechas de falla, gauge de falla, entre otros, que generaban que las condiciones de estabilidad desmejoraran a medida que se iban excavando.

Durante el proceso de excavación del túnel galería, se presentaron condiciones adversas de estabilidad en cercanías y en el cuerpo principal de la falla. Tras continuar con el proceso de construcción y excavación en cada uno de los frentes por portal entrada se efectuaron trabajos de exploración geotécnica adicional, la cual consistió en 2 perforaciones desde el frente del túnel principal.

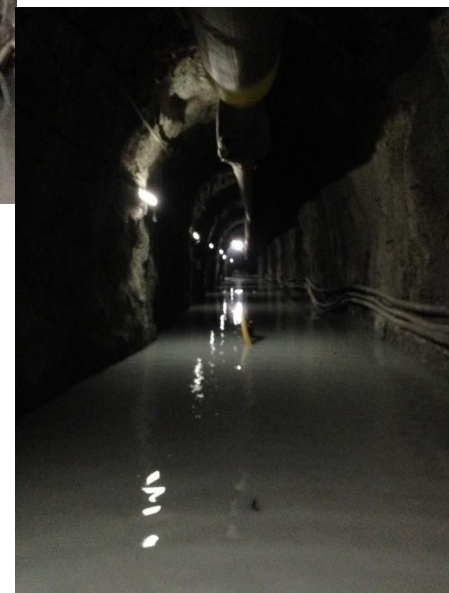


Figura 6. Evento del 11 de noviembre de 2018





## 2. CASO DE ESTUDIO: TÚNELES DE TESALIA

### 2.2 Características geológico-geotécnicas de la Falla Cauca-Patía y retos constructivos

Se realizó un ajuste a los modelos geológico, geotécnico e hidrogeológico para la zona de falla, donde se evidencia que dicha falla estaría limitada por rocas basálticas y en la zona de mayor efecto tectónico se encontró material granítico el cual pudo inyectarse a través de las grandes fracturas y espacios vacíos presentes en esta franja de material.

Una vez diseñados y realizados los tratamientos especiales con drenaje, inyecciones de consolidación e impermeabilización para esta zona, soporte e instrumentación geotécnica especial, se procedió con su excavación en la zona de mayor afectación, donde se presentaron altas infiltraciones, que dificultaron el proceso de inyección y en donde los registros de perforación (MWD) mostraban zonas de muy baja resistencia y alto fracturamiento.

De acuerdo con el avance de excavación se actualizó el modelo geológico geotécnico en el tramo donde los túneles cruzaron la zona de falla.

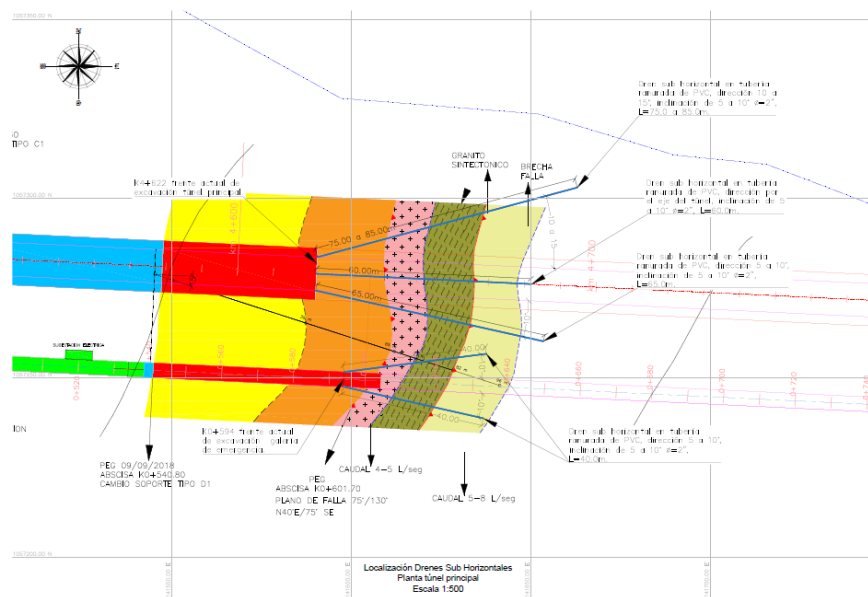


Figura 7. Planta propuesta de drenaje para abatimiento de presiones hidrostáticas. Fuente: CCP3 – Geotecnia Andina, enero de 2019



## 2. CASO DE ESTUDIO: TÚNELES DE TESALIA

### 2.2 Características geológico-geotécnicas de la Falla Cauca-Patía y retos constructivos

Se realizó un ajuste a los modelos geológico, geotécnico e hidrogeológico para la zona de falla, donde se evidencia que dicha falla estaría limitada por rocas basálticas y en la zona de mayor efecto tectónico se encontró material granítico el cual pudo inyectarse a través de las grandes fracturas y espacios vacíos presentes en esta franja de material.

Una vez diseñados y realizados los tratamientos especiales con drenaje, inyecciones de consolidación e impermeabilización para esta zona, soporte e instrumentación geotécnica especial, se procedió con su excavación en la zona de mayor afectación, donde se presentaron altas infiltraciones, que dificultaron el proceso de inyección y en donde los registros de perforación (MWD) mostraban zonas de muy baja resistencia y alto fracturamiento.

De acuerdo con el avance de excavación se actualizó el modelo geológico geotécnico en el tramo donde los túneles cruzaron la zona de falla.

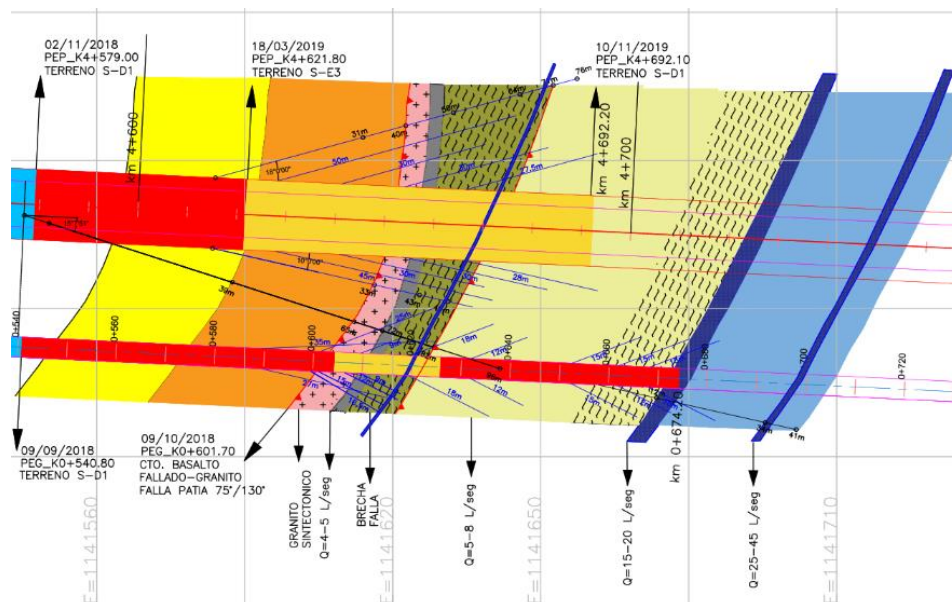


Figura 8. Planta modelo geológico de los túneles de Tesalia. Fuente: CCP3 – Geotecnia Andina, noviembre de 2019





## 2. CASO DE ESTUDIO: TÚNELES DE TESALIA

### 2.2 Características geológico-geotécnicas de la Falla Cauca-Patía y retos constructivos



Figura 9. Tratamiento en zona de Falla Patía.

Fuente: CCP3 – Geotecnia Andina, febrero de 2020



## 2. CASO DE ESTUDIO: TÚNELES DE TESALIA

### 2.3 Criterios usados para el diseño sísmico de túneles y principales resultados del modelo de interacción terreno-estructura

A partir de las especificaciones del manual de diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera para Colombia (INVIAS, 2016), el análisis en condición de sismo se debe realizar si se cumple alguno de los siguientes casos:

- La cobertura es inferior a 2 diámetros del túnel.
- La cobertura está constituida mayormente por suelos o rocas meteorizadas.
- El túnel está en una zona de falla activa.
- Las aceleraciones máximas estimadas en la superficie del terreno son iguales o superiores a 0.40 g

Por lo anterior, en el caso de los túneles Tesalia en el año 2020 se considero necesario realizar el análisis sísmico para la zona afectada por la falla Cauca - Patía. En este caso, se realizó un análisis pseudoestático considerando el coeficiente de aceleración sísmico máximo obtenido a partir de los valores de aceleración de las zonas de amenaza sísmica de la NSR-10. Es importante aclarar que el análisis pseudoestático no es un análisis dinámico, es decir, que no abarca análisis tiempo-historia, sino que el terreno es sometido a desplazamiento cortante por la aplicación del coeficiente de aceleración sísmico de forma horizontal.



## 2. CASO DE ESTUDIO: TÚNELES DE TESALIA

### 2.3 Criterios usados para el diseño sísmico de túneles y principales resultados del modelo de interacción terreno-estructura

El modelo elaborado integra las deformaciones generadas a través del terreno y se transmiten hacia la estructura (soporte y revestimiento) del túnel, la cual queda sometida a esfuerzos cortantes y momentos. Con el fin de evaluar la capacidad del revestimiento en el túnel, se utilizan los diagramas de capacidad.

En estos diagramas se representan las envolventes de resistencia sobre las gráficas de fuerza axial vs momento y la fuerza axial vs cortante, esto permite visualizar fácilmente los esfuerzos que afectan al revestimiento compuesto, en este caso, por el concreto convencional y su refuerzo en acero, y así determinar factores de seguridad para cada elemento.

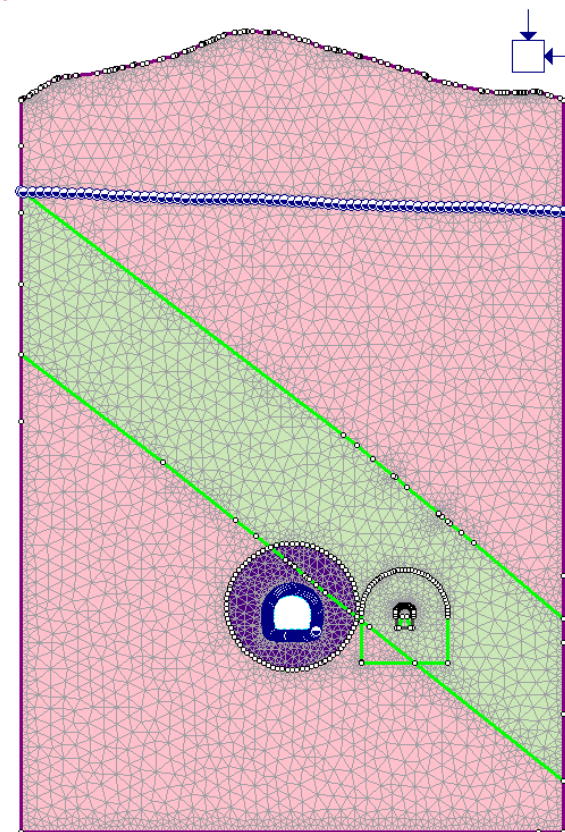
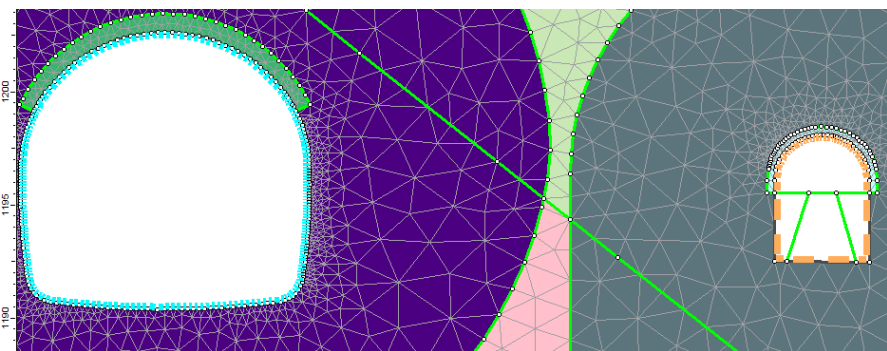


Figura 10. Modelo numérico general en zona de falla del túnel principal. Fuente: Geotecnia Andina Consultores SAS, abril 2020





## 2. CASO DE ESTUDIO: TÚNELES DE TESALIA

### 2.3 Criterios usados para el diseño sísmico de túneles y principales resultados del modelo de interacción terreno-estructura

Para la condición pseudoestática, aplicando una aceleración horizontal máxima de 0.24 g, se obtuvieron los siguientes diagramas de capacidad de soporte:

Los diagramas de capacidad permiten establecer que los factores de seguridad mínimos son cumplidos en condición pseudoestática con los modelos de revestimiento elaborados para la zona de Falla.

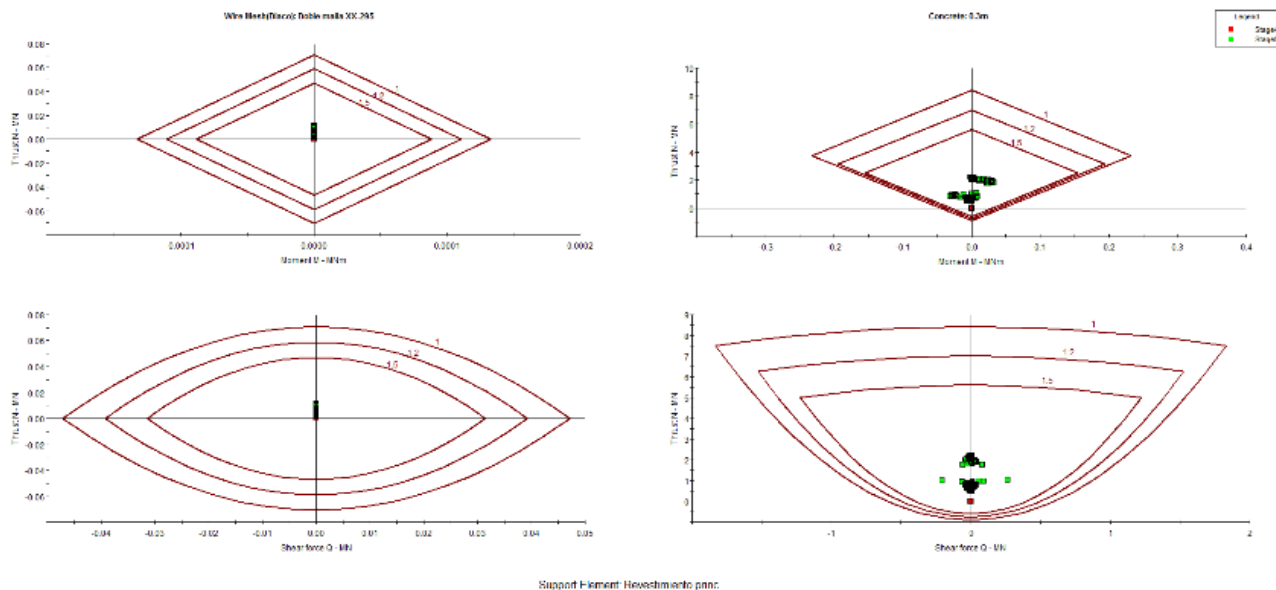


Figura 11. Diagrama de capacidad para el revestimiento del túnel principal (condición pseudoestática). Fuente: Geotecnia Andina Consultores SAS, abril, 2020





### 3. COMPARATIVA ENTRE LOS LINEAMIENTOS DEL MANUAL DE TÚNELES DEL INVÍAS 2021 Y EL ESTADO DEL ARTE EN DISEÑO SISMORRESISTENTE

*El Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera para Colombia, edición 2021, desarrollado por el INVÍAS, indica que se debe realizar un análisis de respuesta de sísmica del túnel en los siguientes casos:*

- Túnel adyacente a un suelo licuable
- Túnel en zona de falla activa
- Túnel en un área urbana densamente poblada
- Zonas con coberturas menor a 2 diámetros de la excavación
- Aceleraciones máximas en la superficie del terreno mayores a 0.2 g para un periodo de retorno de 2475 años.
- En reforzamientos de túneles existentes

Además, se recomienda verificar el desempeño del túnel para 2 escenarios: sismo excepcional con un periodo de retorno de 2475 años y sismo frecuente para un periodo de retorno de 108 años.

Los criterios usados para los diseños civiles de los túneles de Tesalia se basaron en los lineamientos expuestos en el Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera para Colombia, edición 2016, desarrollado por el INVÍAS y el manual técnico para el diseño y construcción de túneles de carretera – elementos civiles, de la FHWA (2009). A continuación, se realiza una comparación entre estos criterios del INVÍAS 2016 y 2021.



### 3. COMPARATIVA ENTRE LOS LINEAMIENTOS DEL MANUAL DE TÚNELES DEL INVÍAS 2021 Y EL ESTADO DEL ARTE EN DISEÑO SISMORRESISTENTE

Al comparar los lineamientos para el diseño sísmico de túneles del manual de 2021 respecto a los descritos en la edición de 2016, se identifica lo siguiente:

- En el manual de 2016 se indicaba la necesidad de hacer un análisis en condición de sismo, en cambio en el manual de 2021 se señala que se requiere realizar un análisis de respuesta sísmica.
- Se mantiene el criterio de la cobertura de 2 diámetros del túnel.
- Se eliminó el criterio de que se debe realizar análisis sísmico en coberturas con mayoría de suelos o rocas meteorizadas.
- Se mantiene el criterio de la falla activa.
- Se reduce a la mitad el valor de la aceleración máxima en la superficie, pasando de 0.4 g a 0.2 g.
- Se incluyen túneles en suelos licuables, áreas urbanas densamente pobladas y reforzamientos en túneles existentes.
- La verificación del desempeño del túnel con sismo excepcional y sismo frecuente pasó de solo recomendarse para zonas de amenaza sísmica alta a todos los túneles.



### 3. COMPARATIVA ENTRE LOS LINEAMIENTOS DEL MANUAL DE TÚNELES DEL INVÍAS 2021 Y EL ESTADO DEL ARTE EN DISEÑO SISMORRESISTENTE

*El manual técnico para el diseño y construcción de túneles de carretera – elementos civiles, de la FHWA (2009), señala que las condiciones que indican un riesgo sísmico potencial significativo son:*

- Falla activa intersectando al túnel
- Deslizamiento intersectando al túnel
- Suelos licuables adyacentes al túnel
- Historia de daños en el túnel
- Túnel que sean estructuras vitales o críticas

A partir del análisis del comportamiento de 192 túneles, la FHWA (2009) señala lo siguiente:

- Para PGA iguales o menores a 0.2 g no se reportaron daños en los túneles
- Para PGA entre 0.2 g y 0.5 g, el daño varió entre ligero a grave (solo por deslizamientos o portales).
- Para PGA mayores a 0.5 g, el daño varió entre ligero a moderado.



## 4. DISCUSIÓN

De acuerdo con el Servicio Geológico Colombiano (SGC), los resultados de los modelos de amenaza sísmica se representan como mapas de intensidad esperada para diferentes periodos de retorno con base en las probabilidades de excedencia y tiempos de exposición establecidos en la NSR-10.

Tabla 1. Periodos de retorno para diferentes probabilidades de excedencia

Periodo de retorno (años)	Probabilidad de excedencia en 50 años (%)
31	80
225	20
475	10
975	5
2475	2

Fuente:

<https://www2.sgc.gov.co/ProgramasDeInvestigacion/geoamenazas/Paginas/Sistema-de-Consulta-de-la-Amenaza-Sismica-de-Colombia.aspx#:~:text=Periodo%20de%20retorno%20475%20a%C3%B1os.>

Según el título A de la NSR-10, tabla A.2-3-2, la zona de amenaza sísmica intermedia equivale a coeficientes  $A_a$  menores a 0.25, en ese sentido, según los nuevos lineamientos del manual de túneles del INVÍAS (2021) cualquier túnel diseñado en una zona de amenaza alta (o intermedia con  $A_a$  mayor a 0.2) requiere la elaboración de un análisis de respuesta sísmica, lo cual se considera como un criterio innecesario. Las únicas zonas que estarían exentas de este requisito serían la Amazonía y la Orinoquía colombiana.

El periodo de retorno de 108 años no está definido dentro de los usados por el Servicio Geológico Colombiano, el más cercano sería el de 225 años. La evaluación de desempeño de todos los túneles para un periodo de retorno de 2475 años sería conservadora considerando que la NSR-10 emplea un periodo de retorno de 475 años y en la versión de 2016 solo se recomendaba usar un periodo de 2475 años para zonas de amenaza sísmica alta.





## 4. DISCUSIÓN

Por otra parte, el manual de túneles, en versión de 2021, no especifica el tipo de análisis sísmico que se debe realizar para obras subterráneas, por lo que sería válido elaborar un análisis pseudo-estático, pseudo-dinámico o dinámico. En cuanto al diseño de revestimientos, el manual de túneles del INVÍAS edición 2021, en el apartado 6.10.6 “*Aspectos generales para el revestimiento,*” exige usar un sistema de capa doble (RCD) sin importar la longitud, tráfico o condiciones geológicas, así como un espesor mínimo de 30 cm y un refuerzo mínimo en acero contra retracción y fraguado con microfibras sintéticas.



## 4. DISCUSIÓN

Esta exigencia del manual contradice cualquier lineamiento de sostenibilidad, impide el uso de criterios ingenieriles de diseño, prácticamente prohíbe otras alternativas usadas hace decenios para la construcción del revestimiento y para su refuerzo en túneles, así como la aplicación de medidas de vanguardia descritas en el documento “*Permanent Sprayed Concrete Linings*” desarrollado por el grupo de trabajo No. 12 de la ITA (International Tunnelling Association) y validadas en miles de túneles alrededor del mundo, como la instalación de concreto lanzado como revestimiento o el empleo de refuerzo con macrofibras sintéticas



# ¡GRACIAS!

## ¿Preguntas?

[hsalazar@geoandina.net](mailto:hsalazar@geoandina.net) / [apolo@geoandina.net](mailto:apolo@geoandina.net)

**HÉCTOR SALAZAR / ÁLVARO POLO**  
**Gerente general / Coordinador de diseño**  
**Geotecnia Andina Consultores SAS**



**XVII CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTÉCNIA “EVALUACIÓN Y  
GESTIÓN DE RIESGOS GEOTÉCNICOS CON ÉNFASIS EN LOS  
EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO”**

**14 al 18 de Noviembre de 2022**



**IMPLICACIÓN DE LA NORMATIVA COLOMBIANA PARA DISEÑO DE  
RELAVES MINEROS - COMPARATIVA CON PRINCIPALES NORMATIVAS  
LATINOAMERICANAS**

**LAURA MORENO - ALEJANDRO CALVO - JAIME CASTRO  
DIEGO COBOS - FELIPE FORERO  
Ingeniero Civil  
SRK Consulting Colombia**



# CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN
2. NORMAS DE PAÍSES ANALIZADOS
3. TABLA COMPARATIVA
4. ANÁLISIS
5. CONCLUSIONES
6. PREGUNTAS





# 1. INTRODUCCIÓN

- Aumento de residuos mineros (Presas de Relaves) - (TSF).
  - Crecimiento de la actividad minera.
  - Migración a energías verdes.
- Necesidad de contar con legislaciones nacionales de TSF.
  - Análisis por consecuencia.
  - Clasificaciones asociadas a niveles de riesgo.
- Se estiman más de 1500 TSF en Latinoamérica (Spencer et.al, 2022).







# 1. INTRODUCCIÓN

- Al menos 2 presas de relaves fallan al año.
- El 63% de los incidentes fueron serios o muy serios.
- Problemas asociados a la falta de regularización.
  - Fallas catastróficas de las relaveras.
  - Falta de prácticas ambientalmente seguras.
  - Fatalidades en accidentes mineros.
  - Conflictos en los tratados internacionales.
  - Falta de confianza en las comunidades.

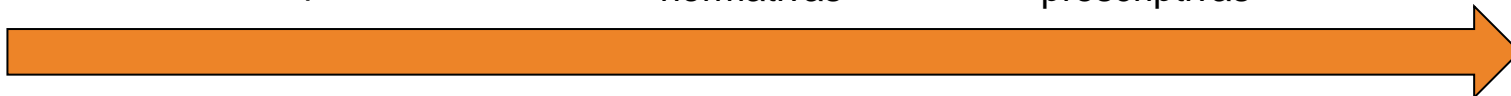
Guías  
genéricas

Guías  
específicas

Códigos y  
normativas

Regulaciones  
prescriptivas

Prohibición



*Aumento de las regulaciones*



## 2. NORMATIVA DE PAÍSES

- Estándares globales (GISTM, 2020)
- Normas, decretos y estándares nacionales – definiciones técnicas y roles.



- Global (GISTM)
- Colombia
- Perú
- México
- Argentina
- Bolivia
- Brasil
- Chile



## 3. TABLA COMPARATIVA

País	Norma	Nombre	Tipo de Norma	Año	Sector	D	Cons.	Op.	Cierre	Post-cierre	MA
Global	GISTM	ESTÁNDAR GLOBAL DE GESTIÓN DE RELAVES PARA LA INDUSTRIA MINERA (2020)	Estándar Global	2020	Minería, medio ambiente, política, social.						
Colombia	ANLA-TDR-13	Términos de referencia para la elaboración del estudio de impacto ambiental -EIA. Proyectos de exploración minera.	Términos de Referencia	2016	Minería, medio ambiente						
Perú	RD N° 19-97-EM/DGAA	Incluye en la Guía Ambiental para el Manejo de Relaves Mineros, la estructura de reporte de estabilidad física de depósitos de relaves	Ley Guía	1997	Minería, medio ambiente						
	Ley 28.090	Ley que regula el cierre de minas	Ley	2003	Minería						
	DSN° 2003-35-EM	Reglamento para el cierre de minas	Decreto Supremo	2005	Minería						
	DSN° 016/93/EM	Reglamento para la protección ambiental en la actividad minero-metalúrgica	Decreto Supremo	1993	Minería, medio ambiente						
	DSN° 40	Reglamento de protección y gestión ambiental para las actividades de explotación, beneficio, labor general, transporte y almacenamiento minero	Decreto Supremo	2014	Minería, medio ambiente						
	Ley 29.968	Ley de creación del Servicio Nacional de Certificación Ambiental para las Inversiones Sostenibles (SENACE)	Ley	2012	Minería, medio ambiente						



## 3. TABLA COMPARATIVA

País	Norma	Nombre	Tipo de Norma	Año	Sector	D	Cons.	Op.	Cierre	Post-cierre	MA
Chile	DSN 248	Reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relave	Decreto Supremo	2007	Minería, medio ambiente						
	DSN 50	Reglamento que establece las condiciones técnicas que deberán cumplirse en el proyecto, construcción y operación de las obras hidráulicas del art. 294 del Código de Aguas.	Decreto Supremo	2015	Minería, medio ambiente						
	DSN 148	Reglamento sanitario sobre manejo de recursos peligrosos	Decreto Supremo		Minería, medio ambiente						
	DSN 40	Reglamento del Sistema de Evaluación de Impacto ambiental	Decreto Supremo	2013	Minería, medio ambiente						
	Ley 20.551	Regula el cierre de faenas e instalaciones mineras	Ley	2011	Minería, medio ambiente						
México	NOM-141	Procedimiento para caracterizar los jales, así como especificaciones y criterios para la caracterización y preparación del sitio, proyecto, construcción, operación, postoperación de presas de jales	Norma Oficial Mexicana	2004	Minería						
	DOF-04/06/13	Ley general de equilibrio ecológico y la protección del ambiente	Ley	2012	Medio Ambiente						
	DOF 22-05-2006	Ley General para la Prevención y Gestión Integral de los Residuos	Ley	2006	Gestión de Residuos						
	DOF-07/06/13	Ley Federal de Responsabilidad Ambiental	Ley Federal	2013	Medio Ambiente						



## 3. TABLA COMPARATIVA

País	Norma	Nombre	Tipo de Norma	Año	Sector	D	Cons.	Op.	Cierre	Post-cierre	MA
Brasil	Ley 12.334	Establece la Política Nacional de Seguridad de Represas	Ley	2010	Obras Públicas:						
	Ordenanza 70.389	Ordenanza N° 70.389 de 2017 del Departamento Nacional de Producción Mineral, del Ministerio de Minas y Energía (O-Br 70.389)	Decreto	2017	Minería						
Argentina	Ley 25.675	Ley General del Ambiente	Ley	2002	Medio						
	Ley 24.585	Ley de Protección Ambiental para la Actividad	Ley		Minería						
	Ley 24.051	Ley de Residuos Peligrosos	Ley	1992	Medio						
	Ley 1.919	Código de Minería	Código	1986	Minería						
	-	Acta de San Carlos de Bariloche del Consejo General de Minería*	Norma Complementaria	1996	Minería						
Bolivia	DS 24.782	Reglamento Ambiental Para Actividades Mineras*	Decreto Supremo	1997	Minería, medio ambiente						
	Ley N° 1.333	Ley del Medio Ambiente	Ley	1992	Medio						
	Ley N° 535	Ley de Minería y Metalurgia	Ley	2014	Minería y metalurgia						
	-	Guía Ambiental de Presas de Colas**	Guía	2001	Minería, medio ambiente						

PGS (2018)





## 4. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

- Todos los países cuentan con una normatividad por ley o decretos.
  - Gobernanza
  - Ambigüedades frente a criterios.
- Roles de los actores involucrados (no discriminados de acuerdo al GISTM).
  - Ingenieros de registro (EoR)
  - Ingenieros responsables de depósitos de relaves (RTFE)
  - Ejecutivos responsables (AE)
- Niveles de riesgo (asociado a una probabilidad de falla)
  - Máximo Sismo Probable
  - Algunos países señalan la tasa de excedencia del PMP ~ Fallas de overtopping por no considerar un bordo libre



FS



## 4. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

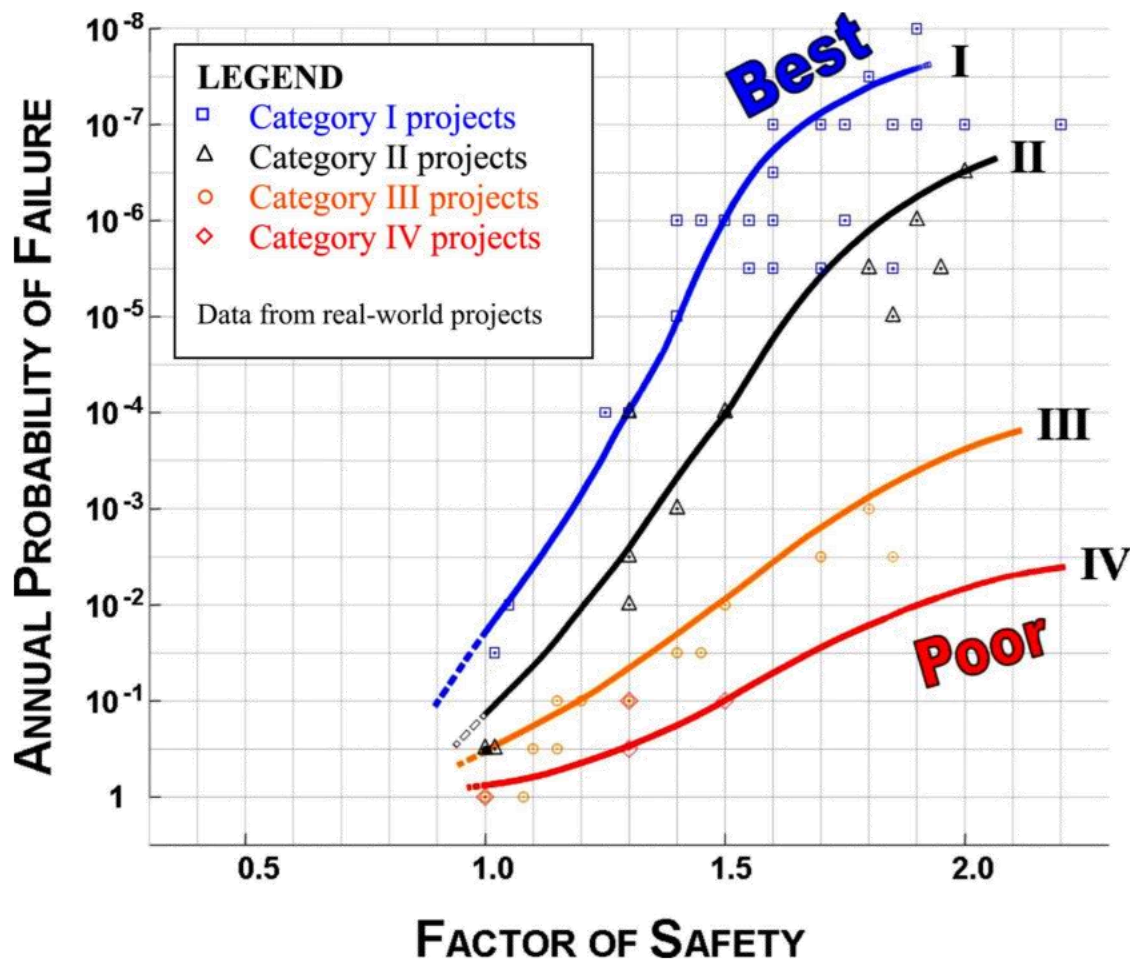


Fig. 1. Factor of safety versus annual probability of failure

### Categorías

- I – facilidades grandes cuyas fallas acarrearían grandes consecuencias.
- II – facilidades ordinarias
- III – facilidades temporales
- IV – facilidades sin ingeniería.

Silva et al (2008) se basa en registros históricos de EEUU y experiencias ingenieriles para generar curvas de FS y probabilidad anual de falla.



## 4. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

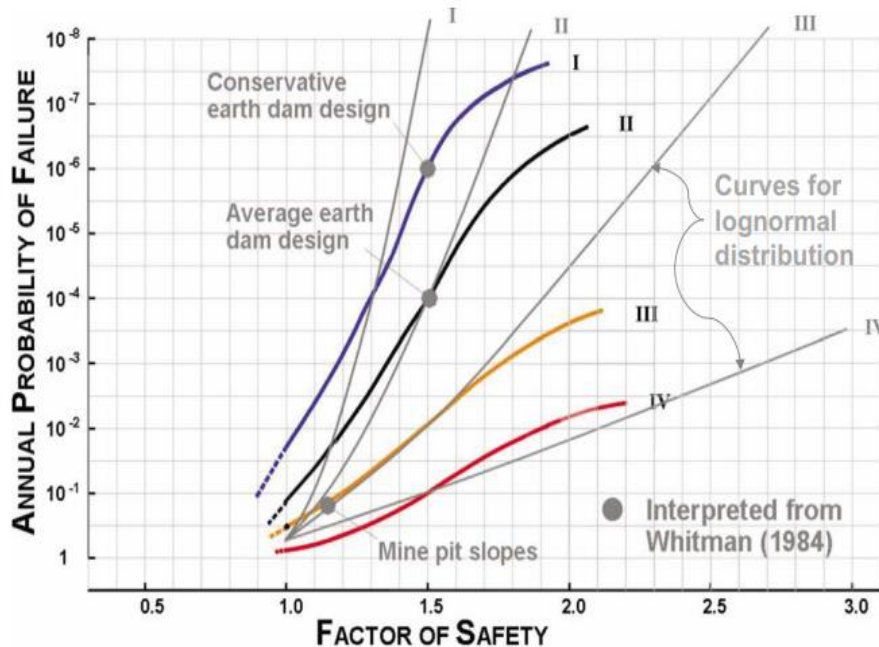


Fig. 2. FS versus  $p(f)$ —comparison with lognormal distribution and data from Whitman (1984)

- Cambios de pendiente
  - No siempre un mayor F.S. aumenta proporcionalmente una menor probabilidad de falla.
- Eventos sísmicos cuyos F.S. son inaceptables, pero cuyos desplazamientos pueden ser mitigados.
- Pueden estar diseñados a un F.S. pero no hay buenas prácticas durante construcción.
- El FS no debe ser condicional de diseño.
- Tener en cuenta desplazamientos y deformaciones permisibles.



## 4. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

Se debe apuntar a diseñar sobre categorías I y II

- |              |   |   |
|--------------|---|---|
| Diseño       | } | • Análisis temporal.  |
|              |   | • Geología  |
|              |   | • Exploraciones directas (Muestreo continuo)  |
|              |   | • Obtención de muestras inalteradas las cuales puedan ser ensayadas (ensayos de resistencia). |
|              |   | • Determinación del FS usando historia de esfuerzos y presiones de poro.                      |
| Construcción | } | • Supervisión de un ingeniero calificado ~ EoR.   |
|              |   | • Revisión de un par ~ ITRB.  |
|              |   | • Reporte de construcción.  |
| OP           |   | • Monitoreo geotécnico (instrumentación) ~ EoR, DSR y ITRB.                                   |

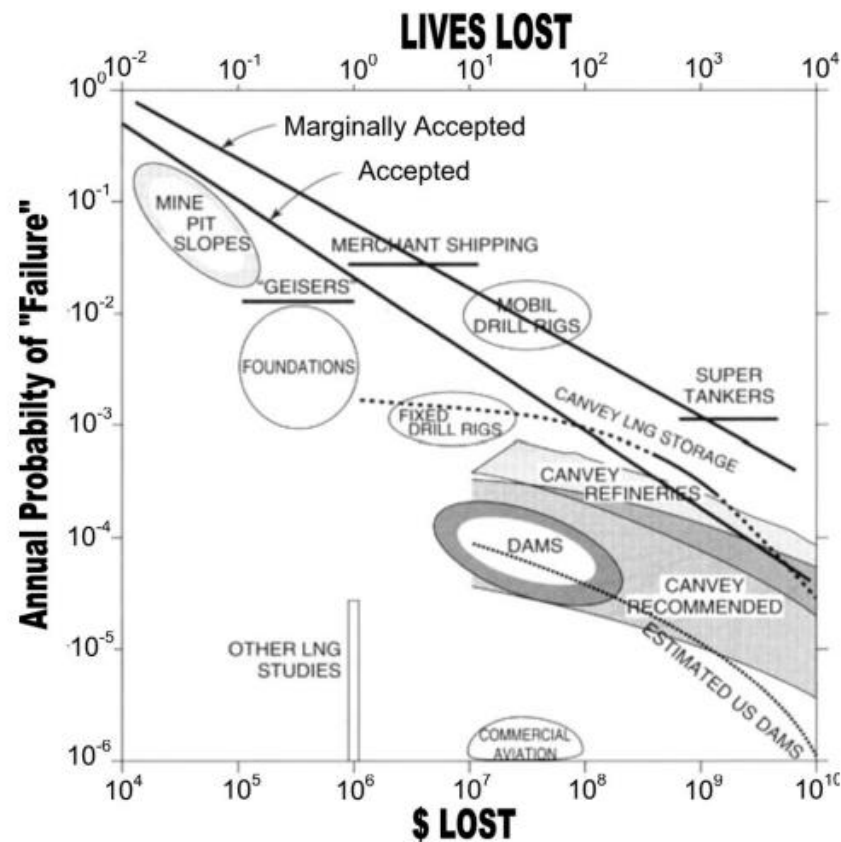


Fig. 5. Tolerable levels of risk (adapted from T. W. Lambe and Associates 1982, 1989, with permission)





## 5. CONCLUSIONES

- Hay que adoptar una normativa o ley que regule el diseño, construcción y operación de TSF en Colombia.
- Regular teniendo en cuenta los estándares globales.
  - Roles de diseño (EoR, ITRB, AE)
  - Supervisores independientes
  - Ejecución de planes de control de calidad durante construcción
  - Monitoreo durante construcción y operación.
  - Generación de mecanismos de alarma y planes de acción ~ TARP, EPRP, Impact Assessments and Mitigation Plans
- Se debe adoptar una combinación de F.S. y de probabilidades de excedencia en el que la probabilidad anual de falla tenga un nivel de riesgo tolerable (ALRP).
- El factor de seguridad no necesariamente debe ser condicional de diseño. Hay que tener en cuenta las deformaciones o desplazamientos laterales permisibles de los TSF.



# ¡GRACIAS!

¿Preguntas?  
[acalvo@srk.co](mailto:acalvo@srk.co)

**XVII CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTÉCNIA “EVALUACIÓN Y  
GESTIÓN DE RIESGOS GEOTÉCNICOS CON ÉNFASIS EN LOS  
EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO”**

**14 al 18 de Noviembre de 2022**



**METODOLOGIA DE DISEÑO DE BARRERAS DINAMICAS  
CONTRA CAIDA DE ROCAS SEGÚN LA NORMA UNI 11211-4**

**ING. JOAQUÍN INDACOCHEA BELTRÁN**  
**Coordinador Técnico Unidad Perú**  
**Maccaferri**



# CONTENIDO

1. GENERALIDADES
2. BARRERAS DINAMICAS
3. FLUJO DE DISEÑO NORMA UNI 11211-4
4. EJEMPLOS DE BARRERAS DINÁMICAS





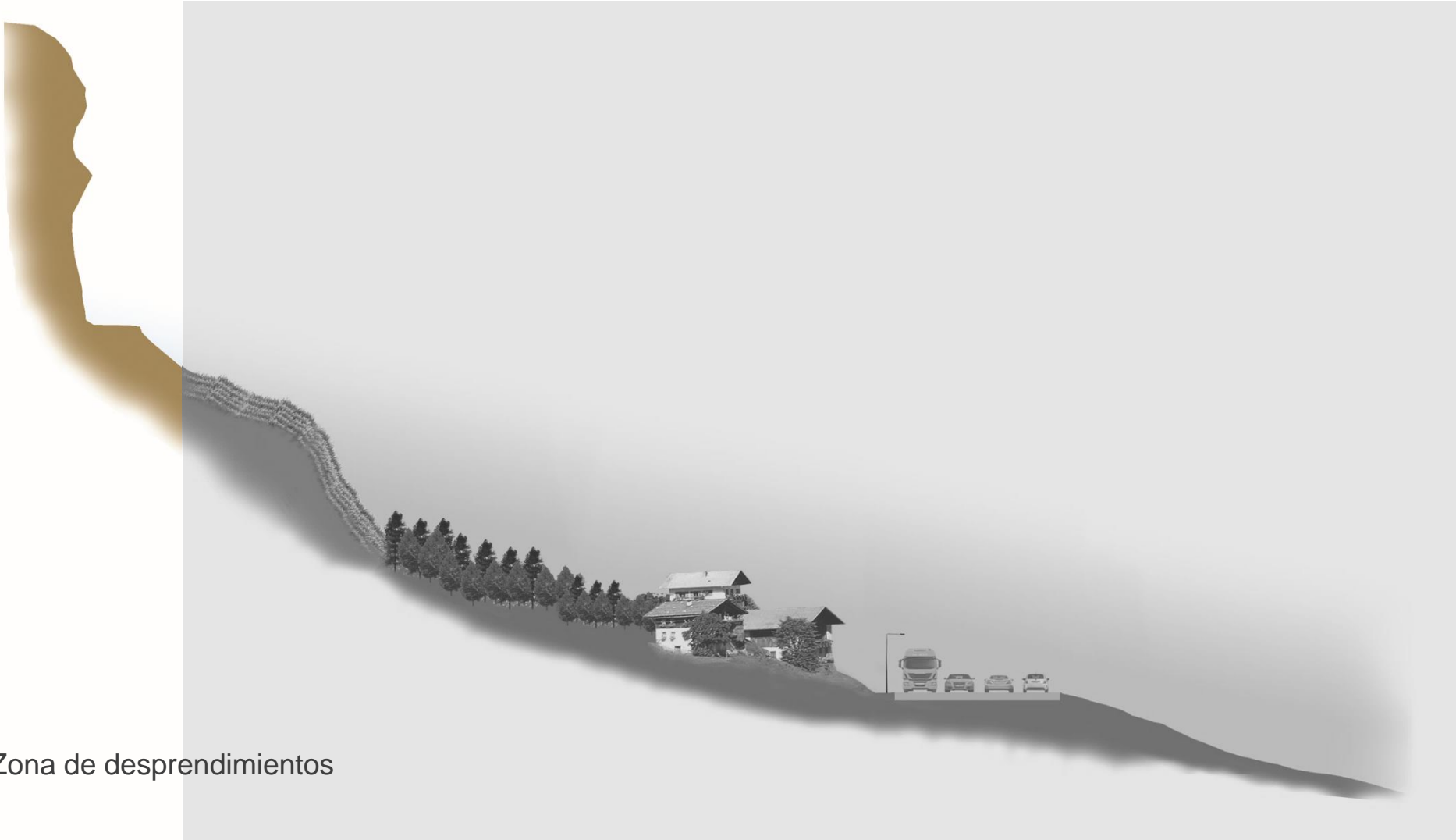
# PERFIL TIPICO DE UN TALUD



**METODOLOGIA DE DISEÑO DE BARRERAS DINAMICAS CONTRA CAIDA DE ROCAS SEGÚN LA NORMA UNI 11211-4**



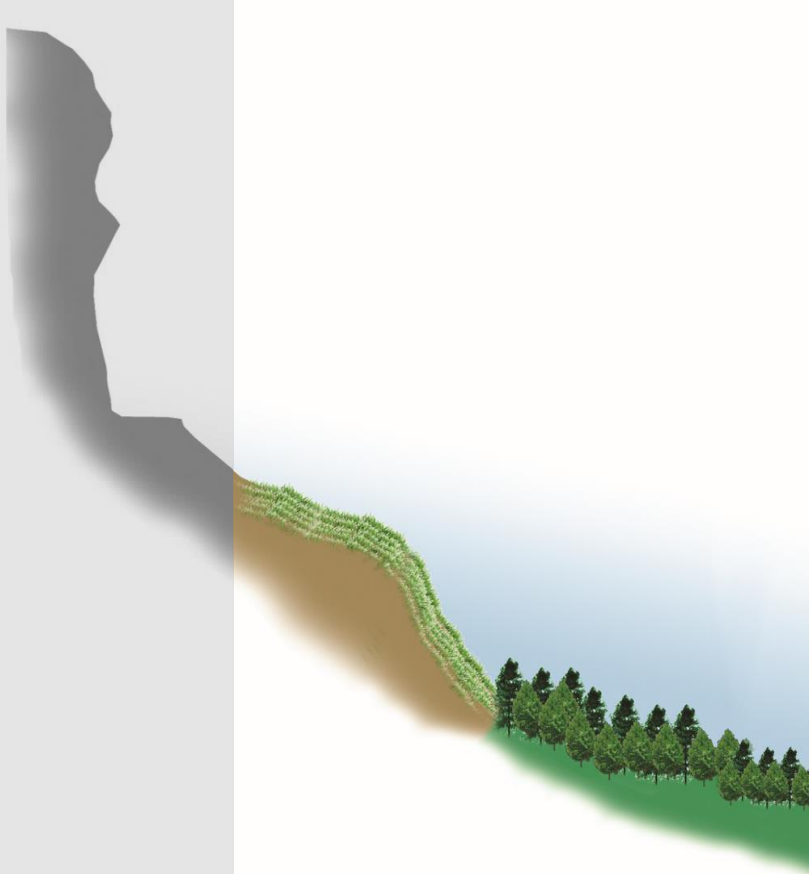
# PERFIL TIPICO DE UN TALUD



Zona de desprendimientos



# PERFIL TIPICO DE UN TALUD

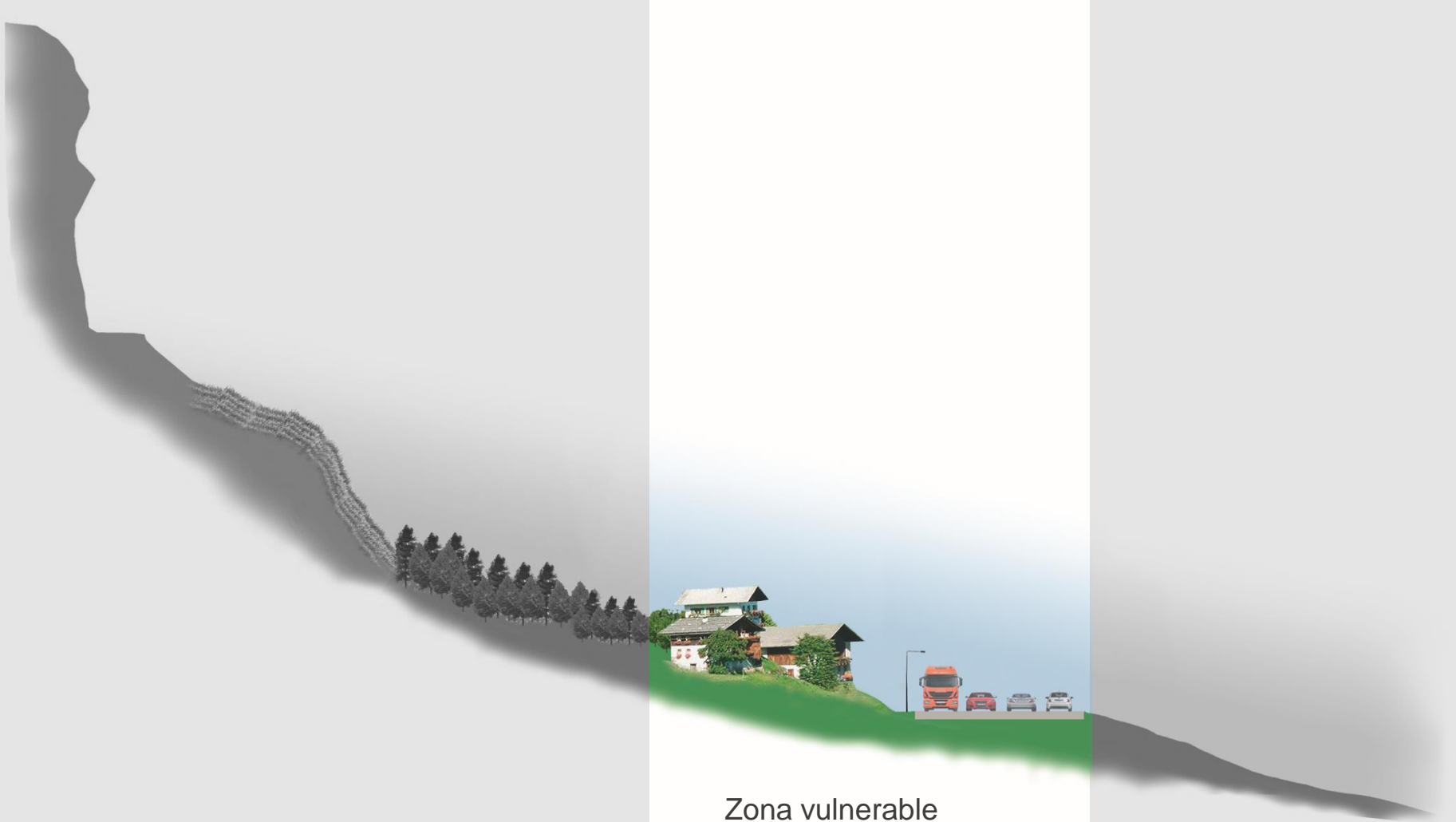


Zona de tránsito





# PERFIL TIPICO DE UN TALUD



Zona vulnerable





## FENOMENO DE CAIDAS DE ROCAS

Fragmentos de roca relativamente grandes que se desprenden repentinamente de un talud rocoso pronunciado y gracias a la gravedad pueden caer, rebotar, rodar o deslizarse o combinarse estos mecanismos.

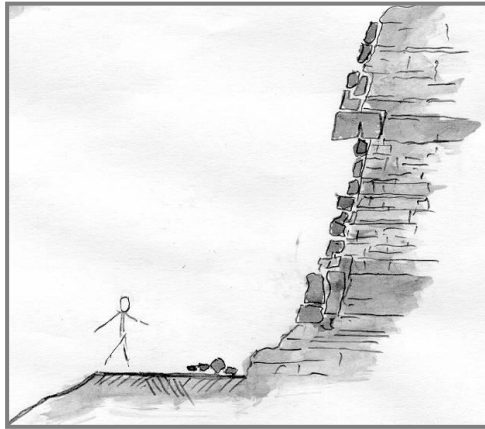
Se generan desplazamiento a altas velocidades. Es decir que la energía potencial gravitatoria se convierte en energía cinética.

La caída de rocas puede tratarse de un evento único, de una serie intermitente de eventos únicos o de un proceso continuo durante un periodo largo de tiempo en el que puede movilizarse uno o varios bloques que tienen poca o nula interacción entre ellos.

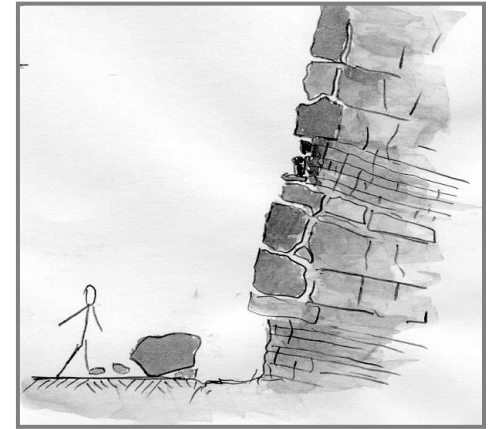


# FENOMENO DE CAIDAS DE ROCAS

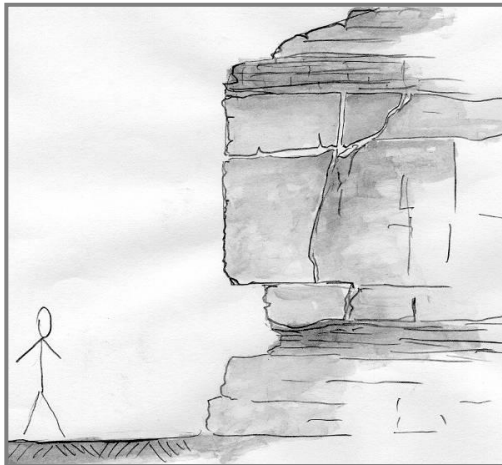
1- Caída de pequeños bloques



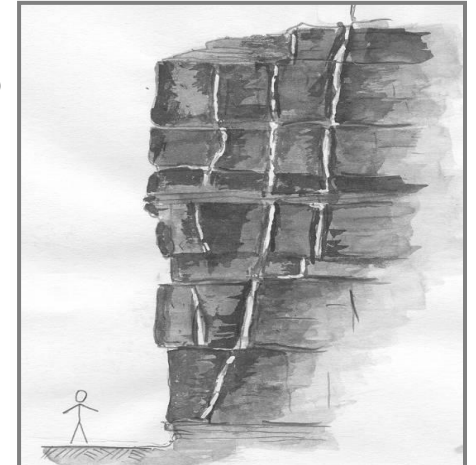
2- Caída de grandes bloques



3- Colapsos e inestabilidades profundas



4- Estabilidad global del macizo rocoso



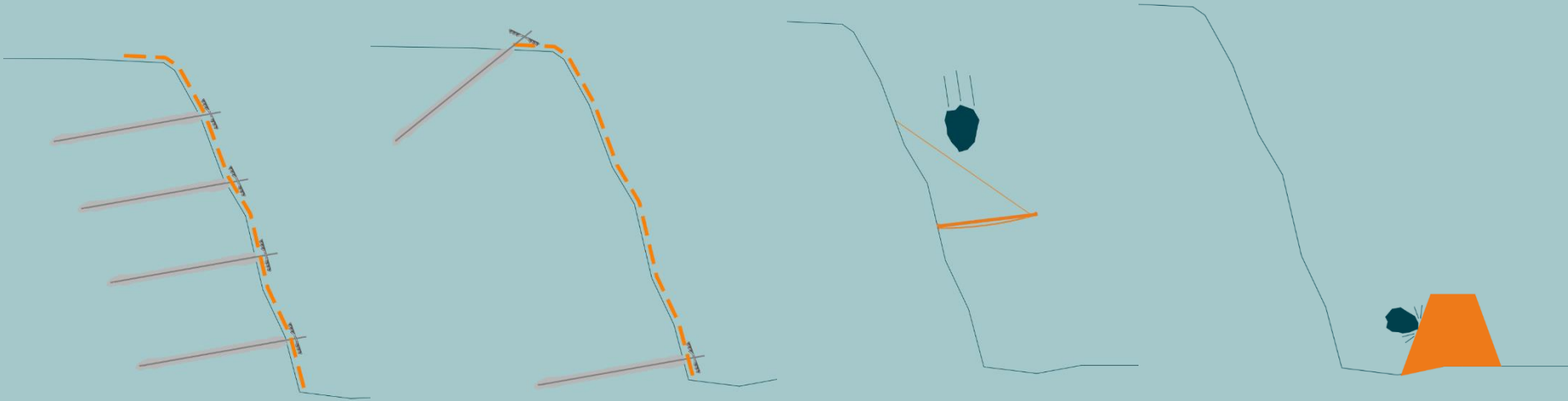


# EVALUACIÓN Y GESTIÓN DE RIESGOS





# SISTEMAS DE PROTECCION



Sistemas activos(Intervención)

Sistemas pasivos (Convivencia)





# BARRERAS DINÁMICAS PARA CAIDA DE ROCAS







# BARRERAS DINÁMICAS PARA CAIDA DE ROCAS

Las barreras dinámicas son sistemas de remediación útiles para mitigar los riesgos asociados a la caída de rocas que pueden amenazar a estructuras, infraestructura y vida humana.

La Guía Europea EAD 340059-00-0106 (antes ETAG 027) es el estándar de referencia a nivel mundial para la evaluación de la performance y las características de las barreras dinámicas.





# COMPONENTES DE LA BARRERA DINAMICA

Estructura de interceptación (módulo funcional)



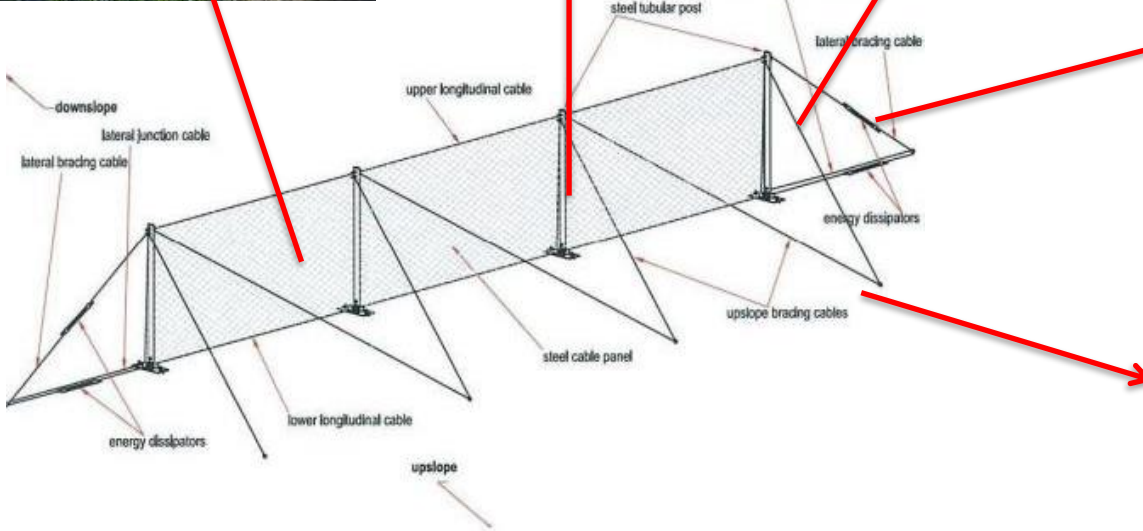
Estructura de Soporte (postes)



Elementos de Conexión (cables, grilletes, grapas,..)



Elementos de Disipación de Energía

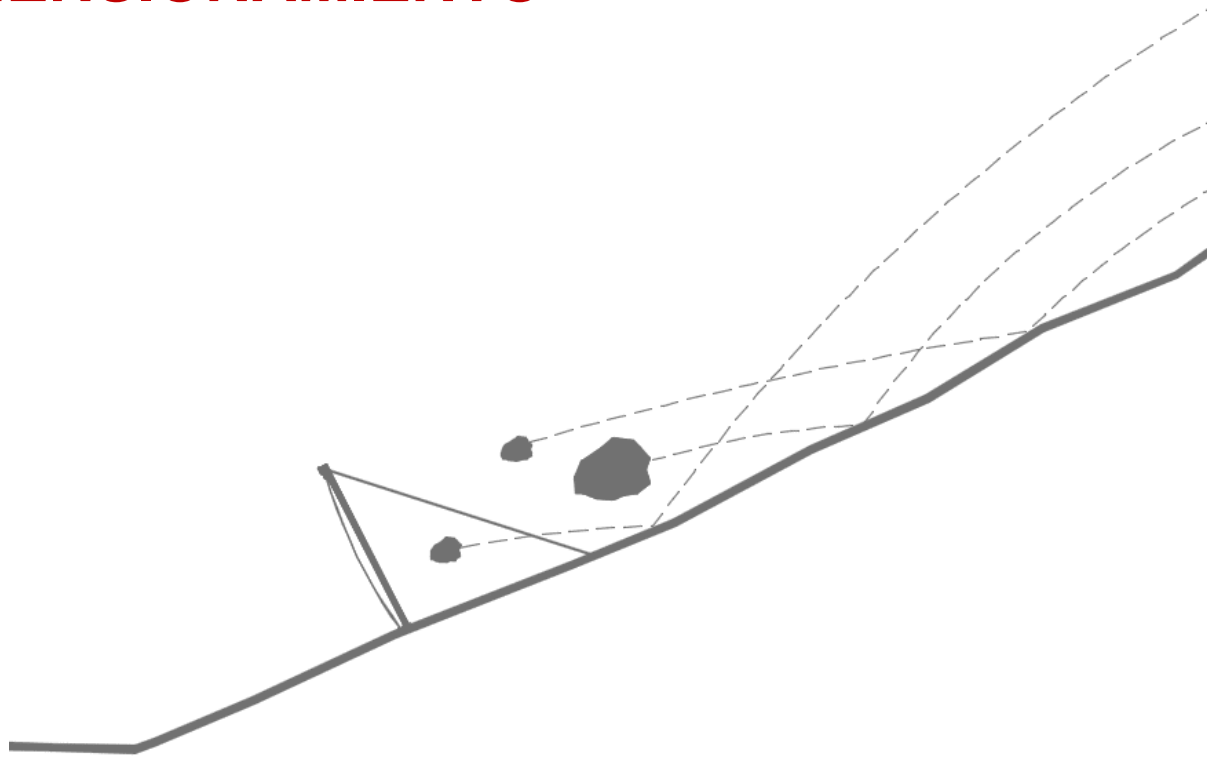


Anclajes





# DIMENSIONAMIENTO



Estas estructuras son dimensionadas con base en las posibles trayectorias de los bloques inestables

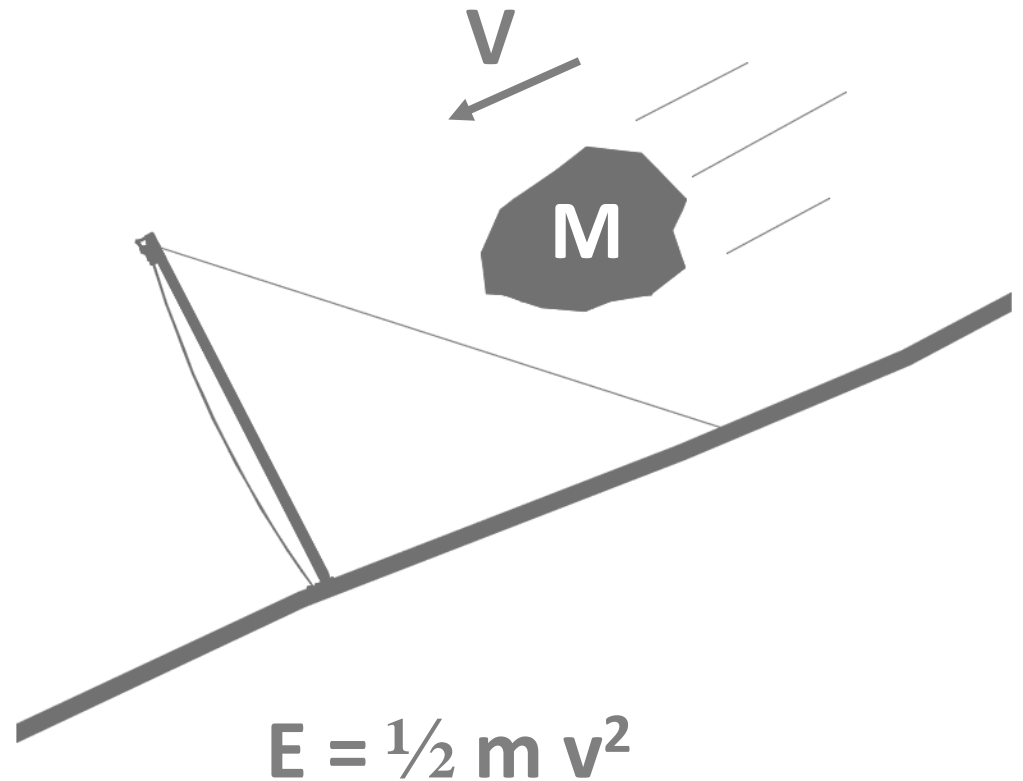




# DIMENSIONAMIENTO

A través de estos datos es determinada la energía de impacto

Que es una relación entre la masa del bloque y su velocidad.





# NORMATIVA DE CERTIFICACION DEL MATERIAL



EAD-340059-00-0106: GUIDELINE FOR EUROPEAN TECHNICAL APPROVAL OF FALLING ROCK PROTECTION KITS – 2018

1. Define la metodología del test en escala real
2. Define el control de calidad de la producción y materiales



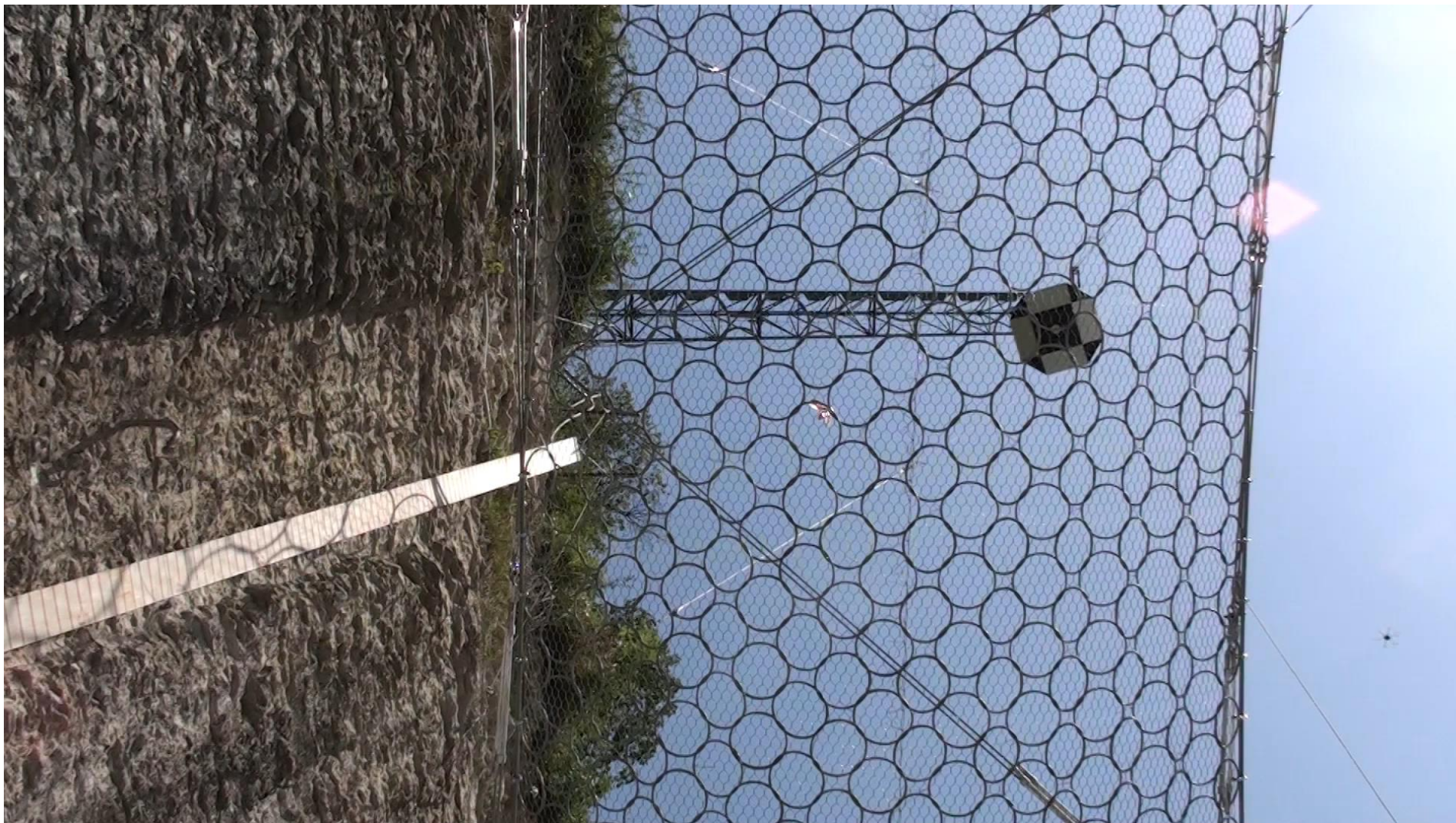
# TEST DE IMPACTO







# TEST DE IMPACTO



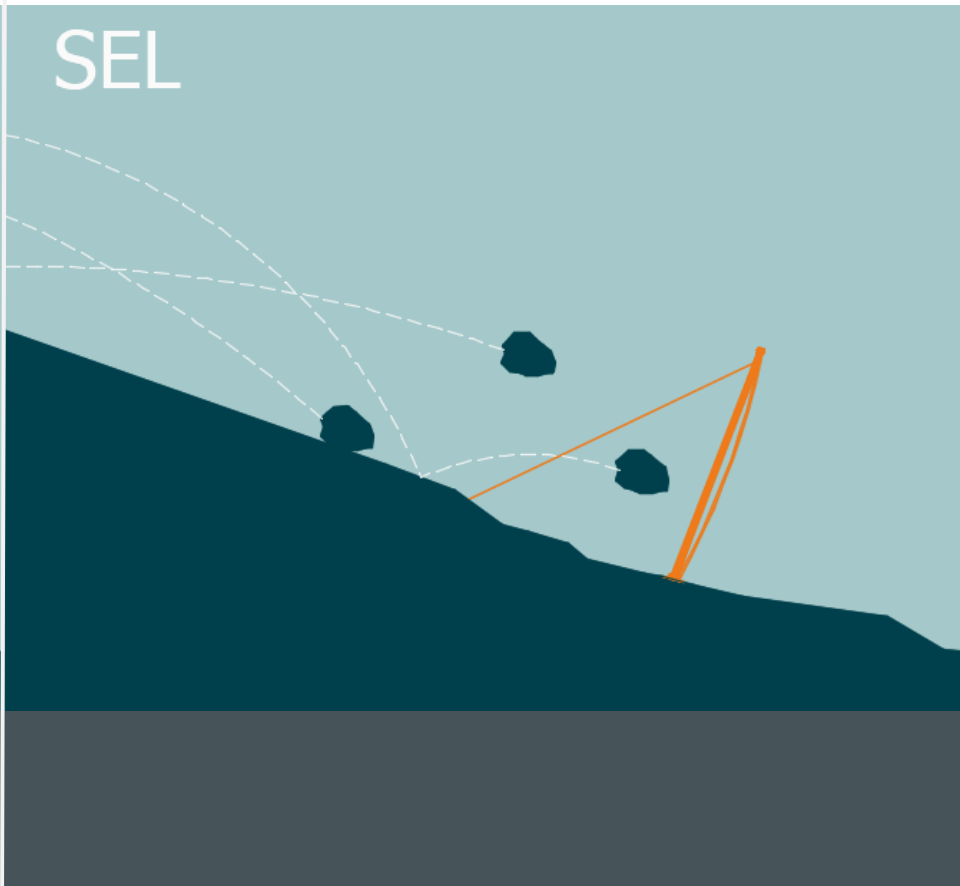
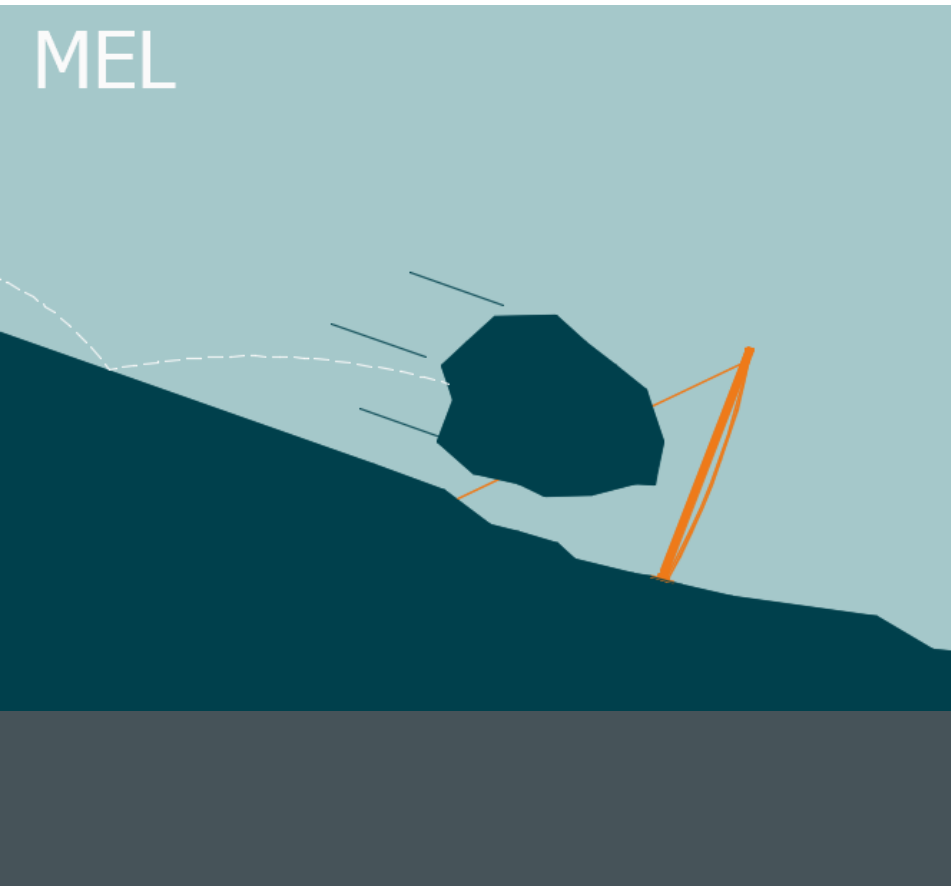




# NIVELES DE ENERGIA

Nivel de Energía Máximo  
(MEL)

Nivel de Energía de Servicio  
(SEL)





# CERTIFICACIÓN

MACCAFERRI

TECHNICAL DATA SHEET  
Rev. 00, Date 26.10.2016

## MAC.RO™ SYSTEM - RB 1000 Plus - 1000 kJ HIGH RESISTANCE ROCKFALL BARRIER

The RB 1000 Plus rockfall barrier is capable of withstanding the impact of a rock block with energy levels in excess of 1000 kJ, made with components provided with particular coatings able to increase the corrosion resistance when the kit is installed in particularly aggressive (marine, industrial) environments. The barriers Plus type are supplied with steel meshes and cables coated in Zn-40% class A (EN 10244-2, EN 10244-2). The barriers Plus type are furthermore provided with hot-dip galvanized anchor bars and shackles according to EN ISO 1461, fasteners (bolts and nuts) according to EN ISO 19094 and hot-dip galvanized or non electrolytic zinc flake coated U-bolt wire rope clips.

**Standards and Reference Guidelines:**  
ETAG 027 "Guideline for European Technical Approval of Falling Rock Protection Kits"  
SPECIAL SPECIFICATION ANAS "Technical Group on Road Safety" - April 2010

**Material Standards:**  
EN 10219 "Cold formed welded structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels"  
EN 10025-2 "Hot rolled products of structural steels - Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels"  
EN ISO 1461 "Hot dip galvanized coatings on fabricated iron and steel articles - Specifications and test"  
EN 12385 "Steel wire ropes - Safety"  
EN 10244-2 "Steel wire and wire products - Steel wire for ropes - Part 2: Cold drawn non alloy steel wire for ropes for general applications"  
EN 10244-2 "Steel wire and wire products - Non ferrous metallic coatings on steel wire - Zinc or zinc-alloy coatings"

**System technology**  
The retaining mesh panel is placed on the downslope side of the barrier. Posts act independently of the rest. If a post is hit by a falling rock and damaged, the adjacent posts take the additional forces, ensuring that the catching performance of the system is not compromised.  
The retaining layer is made of continuous steel ring panels. During an impact, the system ensures that the energy of the falling rock is dissipated, and the rock is prevented from moving any further.  
The energy dissipating devices absorb the applied energy by deformation and not by friction, thereby guaranteeing a better and longer lasting performance.  
No downslope bracing cables required.  
The rockfall barrier meets quality certification standard EN ISO 9001 at each step of design and manufacturing.

**Main barrier features**  
The barrier can be installed on any rock and soil type and profile. The barrier layout makes it ideal for use on rugged slopes.  
Due to the system geometry and layout, the bracing cables require smaller pull-out resistances, therefore shorter anchor lengths are needed to restrain the cables.  
Post profiles have only a ground-levelling purpose. The applied forces are transferred to the ground through steel bars or micropiles.



The system is easy to install, even under severe environmental conditions, the installation can be completed in a short time span.  
The system requires minimal maintenance.  
The main interception structure consists of steel ring panels.

**Design**  
The optimum barrier length is between 30 m and 100 m. Foundation design is dependent on the forces acting at the base, and on the soil type. If the slope geometry produces an effect in the barrier alignment, creating an upslope angle measuring less than 150° (e.g. 150°), a downslope anchor is required. Foundation design depends on the forces acting at the base of the posts and on the cables, and the soil type. When ordering, declare the type of foundation (for rock soil or loose soil).

**Tests performed and main data**  
Dynamic impact test on a full scale barrier sample carried out following the instructions provided in the document "ETAG 027 - Guideline for European Technical Approval of Falling Rock Protection Kits".

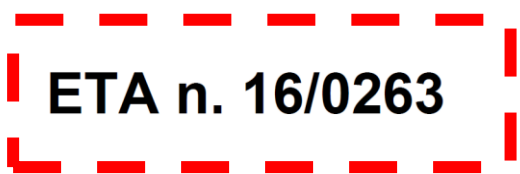
MEL (Maximum Energy Level) test results:  
Energy 1002 kJ  
Maximum Barrier Elongation: 4.63  
Barrier Residual Height > 70 % of the nominal height  
Category A of ETAG 027



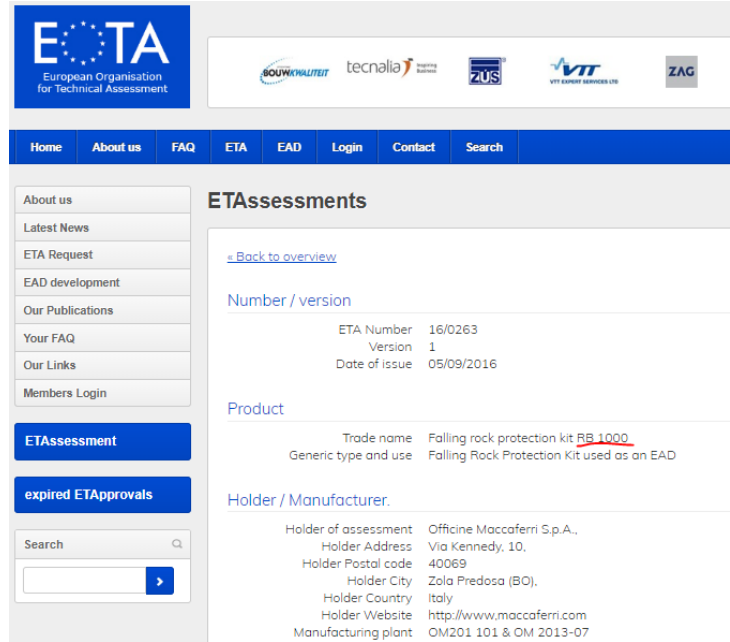
**WARNINGS** Install the product in accordance with National Security Requirements if the job is done with suspension or security ropes, personal protective equipment applied but the must be connected with anchor points in agreement with EN 795.  
Maccaferri reserves the right to amend product specifications without notice and specifications are requested to check as to the validity of the identification they are used.

Office Maccaferri Italia S.p.A.  
Via Z. Kennedy, 10, 40069 Zola Predosa (BO) - Italy  
T: (+39) 051 843 8000 F: (+39) 051 843 8201  
E: info@maccaferri.com www.maccaferri.com

Member of the Certified Quality System Company with  
ANAB and UNICEF's accreditation



<https://www.eota.eu/pages/etassessments/default.aspx>

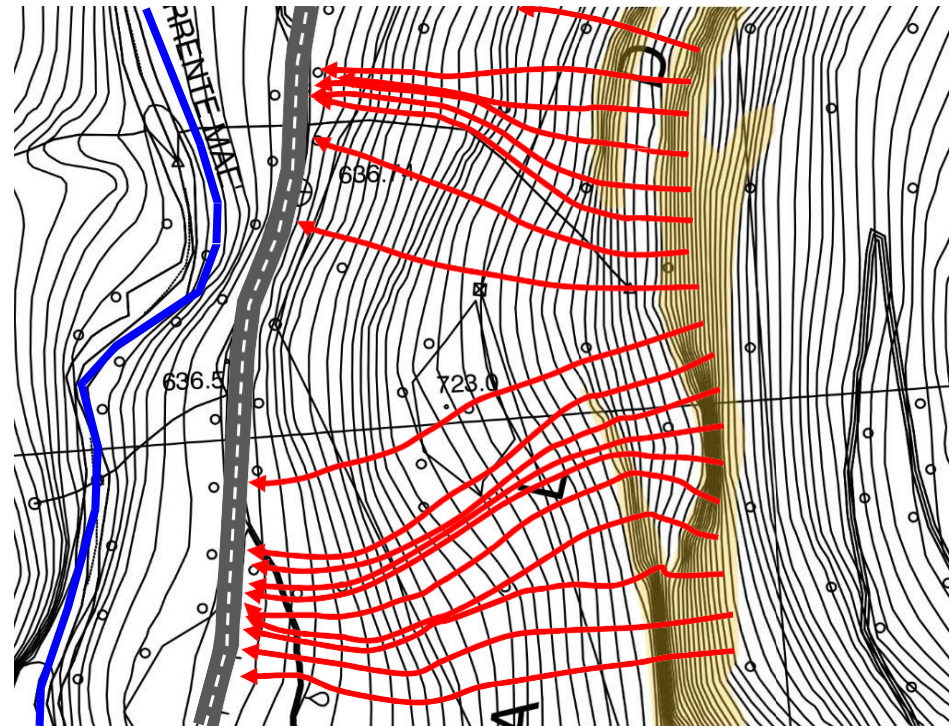


The screenshot shows the EOTA website interface. At the top, there are logos for EOTA (European Organisation for Technical Assessment) and several member organizations: BOWENHILBERT, tecnalía, ZUS, VIT, and ZAG. Below the logos is a navigation menu with links for Home, About us, FAQ, ETA, EAD, Login, Contact, and Search. The main content area is titled 'ETAssessments' and includes a 'Back to overview' link. A table lists the assessment details: ETA Number 16/0263, Version 1, and Date of issue 05/09/2016. Below the table, there is a 'Product' section with 'Trade name' 'Falling rock protection kit RB 1000' and 'Generic type and use' 'Falling Rock Protection Kit used as an EAD'. The 'Holder / Manufacturer' section lists: Holder of assessment 'Officine Maccaferri S.p.A.', Holder Address 'Via Kennedy, 10, 40069 Zola Predosa (BO), Italy', Holder Country 'Italy', Holder Website 'http://www.maccaferri.com', and Manufacturing plant 'OM201 101 & OM 2013-07'. At the bottom, there is a search bar and a blue arrow button.



## IDENTIFICAR SECCIONES DE ANALISIS

- Representar en dos dimensiones el punto de desprendimiento de los bloques.
- Más que un punto, se puede tratar de una zona.

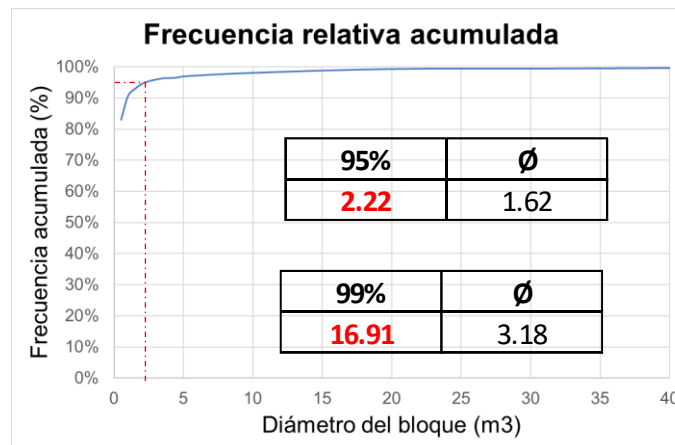
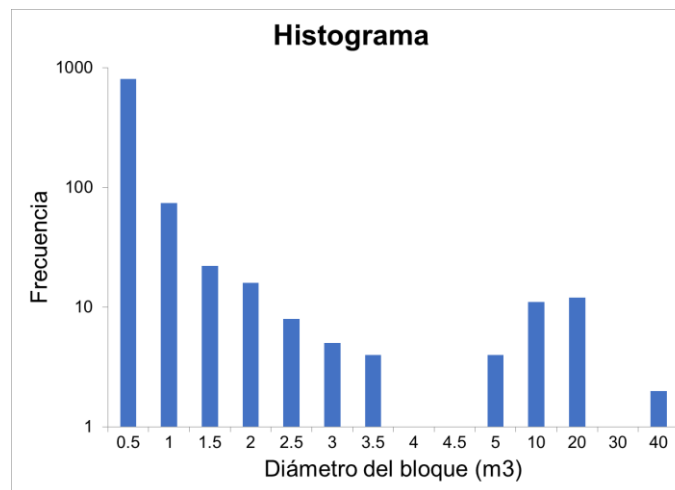




# INVENTARIO DE ROCAS



Es definido por el criterio del diseñador, una recomendación general es el percentil 95.







# SIMULACION DE CAIDAS

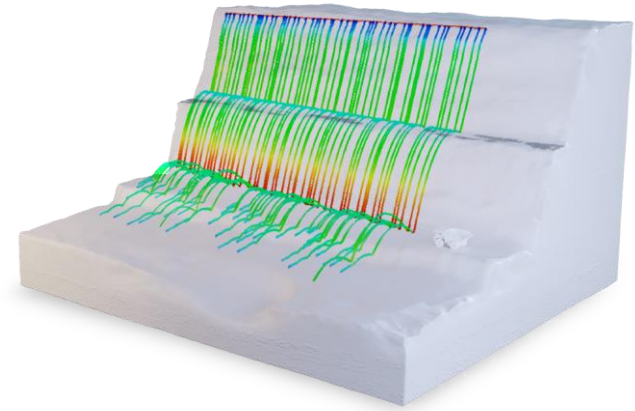
2D

3D

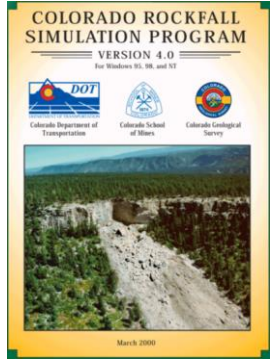
Rocfall 2



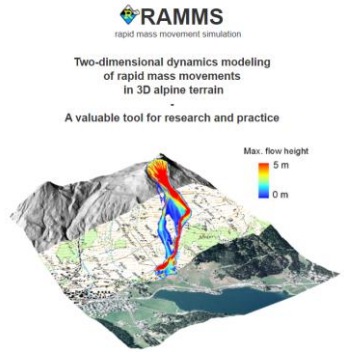
Rocfall 3



CSRP



RAMMS



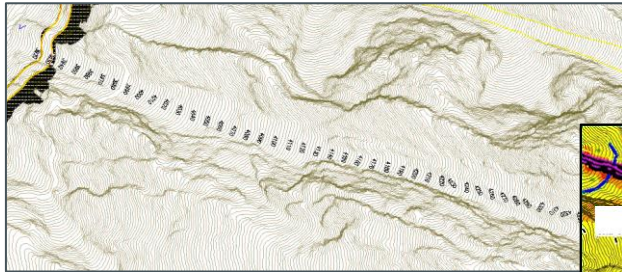
**METODOLOGIA DE DISEÑO DE BARRERAS DINAMICAS CONTRA CAIDA DE ROCAS SEGÚN LA NORMA UNI 11211-4**



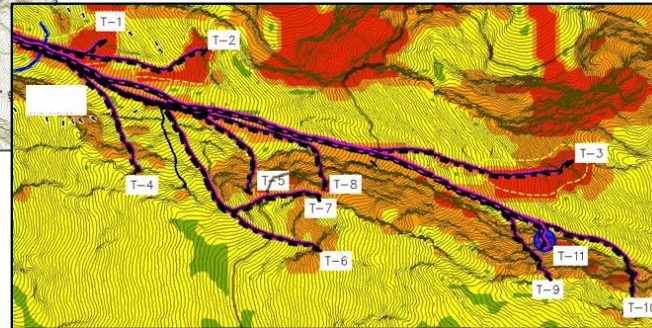


# ANALISIS PROBABILISTICO DE CAIDAS

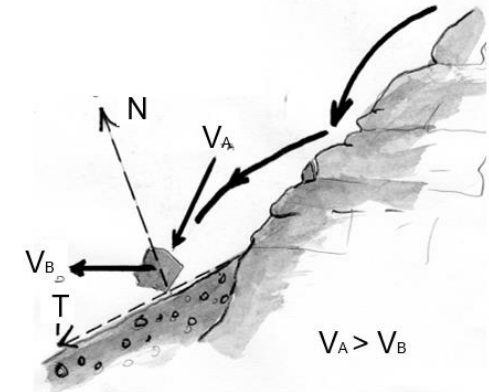
- Topografía de Detalle



- Identificación de las zonas de desprendimiento



- Caracterización del suelo de cobertura.





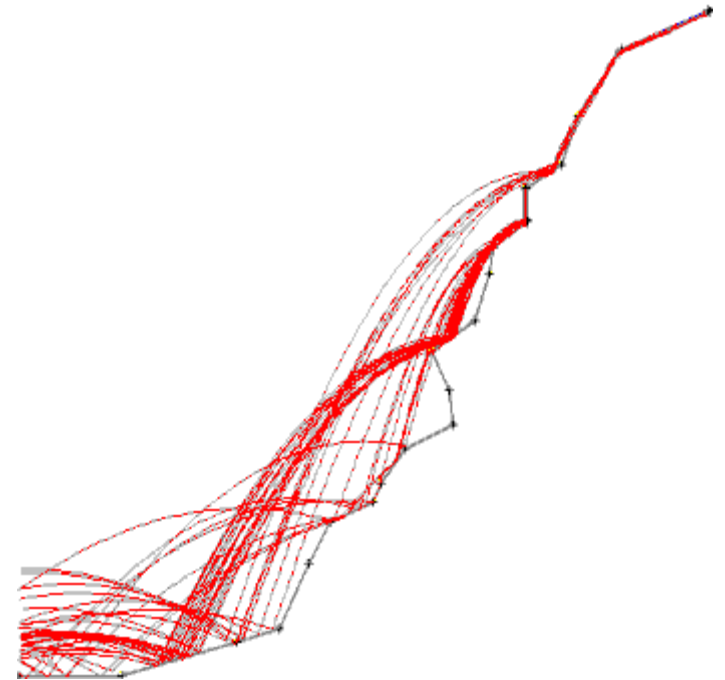
# ANALISIS PROBABILISTICO DE CAIDAS

Las simulaciones de caída de rocas proporcionarán información para predecir:

- La mejor posición de la barrera en el talud
- La distribución estadística de las alturas de rebote y velocidades de caída

Cantidad de simulaciones:

- Número mínimo recomendado: 2000  
(min 1000)





# NORMA UNI 11211

<p><b>NORMA ITALIANA</b></p>	<p><b>Opere di difesa dalla caduta massi Parte 4: Progetto definitivo ed esecutivo</b></p>	<p><b>UNI 11211-4</b></p> <p>GENNAIO 2012</p>
------------------------------	--	---

Rockfall protective measures  
Part 4: Definitive and executive design

La norma describe le fasi di progettazione definitiva ed esecutiva di opere di difesa dalla caduta massi.



# NORMA UNI 11211: VERIFICACION DE ENERGIA

Demanda		Oferta
UNI 11211-4		EAD
Energía Actuante	<	Energía Resistente

$$E_d = \left( \frac{1}{2} m_d v_d^2 \right) \gamma_R$$

$E_d$  es la energía de diseño

$m_d$  es la masa de diseño

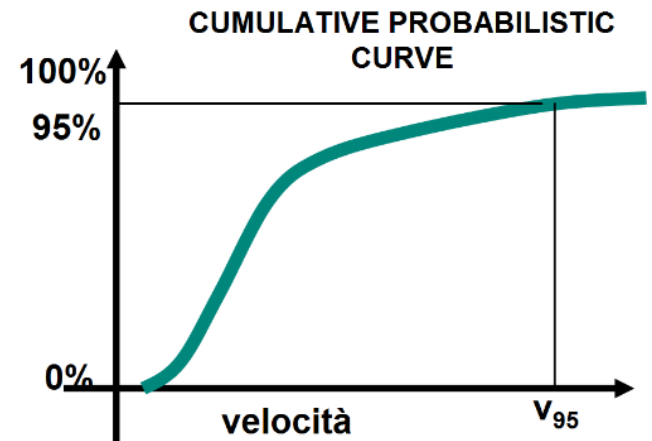
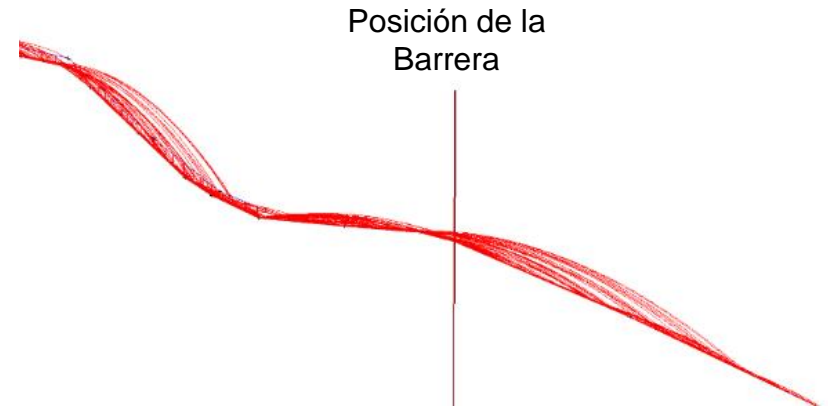
$v_d$  es la velocidad de diseño, no la velocidad del Rocfall



# UNI 11211-4: VELOCIDAD DE DISEÑO

$$V_d = V_{95} (\gamma_{Tr} \gamma_{Dp})$$

- $\gamma_{Tr}$  Factor de seguridad que depende de la **confiabilidad de las simulaciones**:
- = 1.02 si los coeficientes de restitución son definidos de un retroanálisis
  - = 1.10 si los coeficientes de restitución son definidos en base a tablas
- $\gamma_{Dp}$  Factor de seguridad que depende de la **confiabilidad del levantamiento topográfico**:
- = 1.02 si se define la sección de análisis con un levantamiento topográfico adecuado
  - = 1.10 si la sección de análisis tiene baja precisión







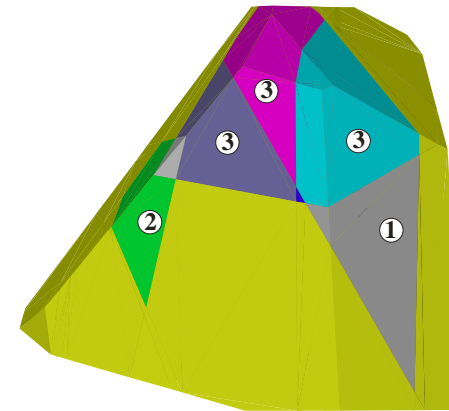
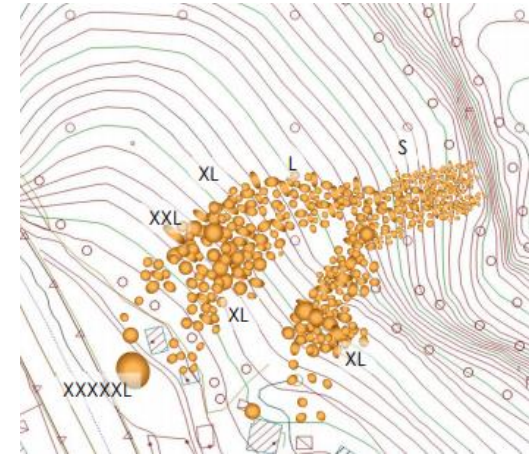
# UNI 11211-4: MASA DE DISEÑO

$$m_d = (Vol_b \ \gamma) \ (\gamma_\gamma \ \gamma_{VolF1})$$

$\gamma_g$  Factor de seguridad que depende de la evaluación del **peso unitario de la roca**: 1.00

$\gamma_{VolF1}$  Factor de seguridad que depende de la **precisión de la estimación del volumen** del bloque de diseño:

- = 1.02 para una caracterización adecuada
- = 1.10 cuando no hay caracterización y se asume el tamaño de bloque





# UNI 11211-4: ENERGIA DE DISEÑO

$$E_d = \left(\frac{1}{2} m_d v_d^2\right) \gamma_R$$

$\gamma_R$  Factor de seguridad que depende del **nivel de riesgo**:

= 1.00 cuando las consecuencias económicas son bajas y los daños son “fáciles” de reparar

= 1.05 cuando hay graves consecuencia económica pero el daño es “fácil” de reparar

= 1.10 cuando hay graves consecuencias económicas y el daño es “difícil” de reparar

= 1.20 cuando hay graves consecuencia económicas y el daño es muy difícil de reparar o irreparable

= otro valor determinado por un análisis de riesgos





# UNI 11211-4: VERIFICACION DE ENERGIA

La energía de diseño debe ser menor que la capacidad resistente de la barrera

$$E_d < E_{(MEL \text{ o } SEL)} / \gamma_E$$

$\gamma_E$  Es un factor de seguridad que depende del estado límite de diseño:

= 1.00 si se elige usar el Nivel de Energía de Servicio (SEL)

= 1.20 si se elige usar el Nivel de Energía Último (MEL)

Si la barrera tiene menos de dos paneles de tamaño:

= 1.20 si se elige usar el Nivel de Energía Último (MEL) y colocar dos líneas de barrera

= 2.00 si se elige usar el Nivel de Energía Último (MEL)







## CRITERIO DE DISEÑO MEL

Enfoque menos conservador, se lleva a la barrera casi a su capacidad máxima ensayada. Se usa:

- Cuando hay baja frecuencia de caída de rocas
- Cuando existen las condiciones para dar fácil mantenimiento
- Cuando solo esperamos la caída de un bloque único
- Cuando se prioriza el costo capital y se prefiere hacer mantenimiento más seguido



Ej: Caso típico de diseño MEL: Trabajos temporales en minas





## CRITERIO DE DISEÑO SEL

Enfoque más conservador, la barrera tiene una tasa de trabajo de 33% aproximadamente. Se usa:

- Cuando se esperan múltiples impactos
- Cuando se necesita reducir los costos de mantenimiento
- Cuando el nivel de riesgo residual permitido es mínimo
- Cuando se tiene incertidumbre sobre el volumen de bloques

**Ej: Caso típico de diseño SEL:  
Protección de bocaminas,  
entradas de túneles, carreteras,  
etc.**





# ENERGIA EN TÉRMINOS PRÁCTICOS

¿A que es comparable una cantidad en kilojoules?

500 KJ significa un impacto de un automóvil de 1600 kg a una velocidad de 90 km/hr (25 m/s).

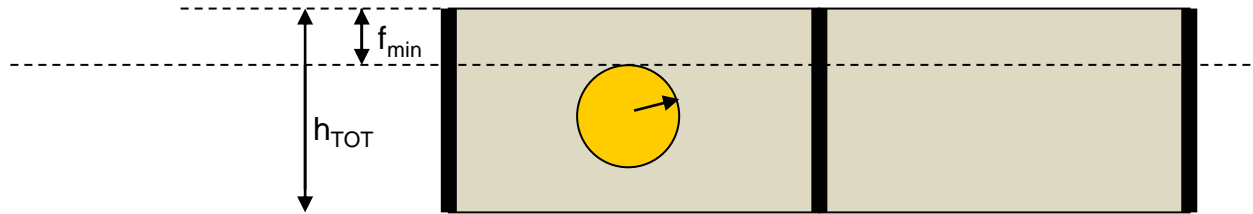


Como referencia, una energía de 5000 kJ, es un bloque de 16 ton (cerca de 6 m<sup>3</sup> de roca) que, a una velocidad de 90 km/hr.





# UNI 11211-4: ALTURA MINIMA REQUERIDA



Evaluación de la **Altura de la Barrera**

$$h_{\min} \geq H_{95\%} + R_b \gamma_b + f_{\min}$$

$h_{\min}$  ... altura mínima de la barrera

$h_{95}$  ..... altura de rebote del bloque en caída evaluado en la simulación de rocas al 95% de la distribución

$R_b$  ..... radio promedio del bloque de diseño

$\gamma_b$  ..... coeficiente de seguridad en el radio del bloque (1.5)

$f_{\min}$  .... borde libre, área de seguridad que no debería ser impactada (min. 50 cm)



# NORMA UNI 11211: VERIFICACION DE ALTURA

**Demanda**

UNI 11211-4

Altura min requerida

**Oferta**

EAD

Altura de barrera certificada

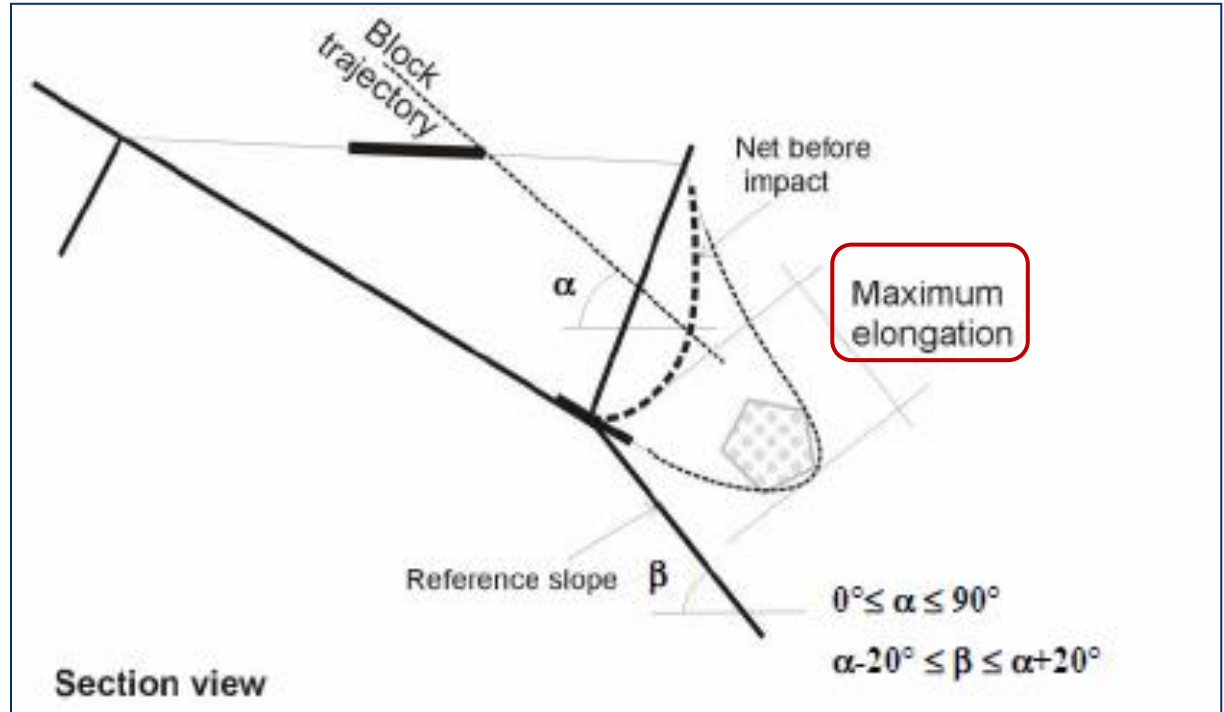
<





# DEFORMACION MAXIMA ENSAYADA

Deformación máxima  
(Condición Dinámica)





# NORMA UNI 11211: VERIFICACION DE DEFORMACION

Evaluación de la **posición de la barrera** en la pendiente

$$d_{\text{MIN}} \geq d_{\text{barrera}} \gamma_d$$

$d_{\text{MIN}}$  ..... distancia mínima de diseño entre la barrera y la infraestructura

$d_{\text{barrera}}$ .... deformación dinámica de la barrera (crash test)

$\gamma_d$  ..... coeficiente de seguridad a ser aplicado en la **máxima deformación de la barrera:**

= 1.30 si se considera el estado límite de diseño MEL

= 1.50 si se considera el estado límite de diseño MEL y los paneles de los extremos pueden ser impactados

= 1.50 si se considera el estado límite de diseño MEL y las barreras tienen menos de 3 paneles

= 1.00 si se considera el estado límite de diseño SEL





## CONCLUSIONES

- Existen dos normativas importantes con respecto a la aplicación de barreras dinámicas:
  - EAD 340059-00-0106 (antes ETAG 027) que es una norma de ensayo para determinar la capacidad de una barrera dinámica y comparar entre fabricantes.
  - UNI 11211-4 que es una norma de diseño de barreras dinámicas, que puede aplicarse con cualquier barrera dinámica.
- La normativa UNI 11211-4 solicita realizar las siguientes verificaciones:
  - Verificación por energía de impacto
  - Verificación por altura mínima requerida
  - Verificación por deformación de la barrera



# ¡GRACIAS!

**¿Preguntas?**  
**@correodecontacto**



**XVII CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTÉCNIA “EVALUACIÓN Y  
GESTIÓN DE RIESGOS GEOTÉCNICOS CON ÉNFASIS EN LOS  
EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO”**

**14 al 18 de Noviembre de 2022**



**CARACTERIZACIÓN DE ENFOQUES DE ESTADO LÍMITE  
PARA DISEÑO DE MUROS EMBEBIDOS**

**Álvaro J. Mattos<sup>1</sup>, Edwin F. García<sup>1</sup>, Bernardo Caicedo<sup>2</sup>**

**<sup>1</sup>Universidad de Antioquia, <sup>2</sup>Universidad de los Andes**



# CONTENIDO

1. Características de EN 1997-1:2004, CSA-S6-19 y CCP-2014
2. Simulaciones de subconjuntos generalizadas
3. Caso de estudio
4. Resultados
5. Conclusiones
6. Recomendaciones
7. Referencias



# Enfoques de estado límite: EN 1997-1:2004

**Tabla 1.** Enfoques de estado límite para diseño de muros embebidos.

Código	Teoría de presión		Factores parciales	Fricción interfaz arena/acero	Confiabilidad objetivo ELU
	Activa ( $K_a$ )	Pasiva ( $K_p$ )			
EN 1997-1:2004 Estado límite GEO	Analítica EN 1997-1:2004 Anexo C	Analítica EN 1997-1:2004 Anexo C	(ver Tabla 2)	$\delta'_d=2/3\phi'_d$ $\tan \phi'_d=(\tan \phi'_k)/\gamma_\phi$	$\beta_T=3.8$ Clase de confiabilidad 2

**Tabla 2.** Factores parciales para diseño de muros embebidos.

Factor parcial para	DA1		DA2	DA3
	C1	C2	-	-
Presión activa				
Sobrecarga, $q$				
→ Acciones permanentes no favorables, $\gamma_{G,unfav}$	1.35	1.0	1.35	1.0
→ Acciones variables no favorables, $\gamma_{Q,unfav}$	1.5	1.3	1.5	1.3
→ Ángulo de fricción efectivo, $\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25	1.0	1.25
Presión pasiva				
→ Resistencia de la tierra, $\gamma_R$	1.0	1.0	1.4	1.0

Limitaciones:

1. Dualidad carga-resistencia i.e.,  $\gamma_{k,sat} < \gamma_{k,dry}$  (Low & Bathurst 2022)
2. Niveles de confiabilidad no alcanzan  $\beta_T$  en algunos casos



# Enfoques de estado límite: CSA-S6-19

**Tabla 2.** Enfoques de estado límite para diseño de muros embebidos.

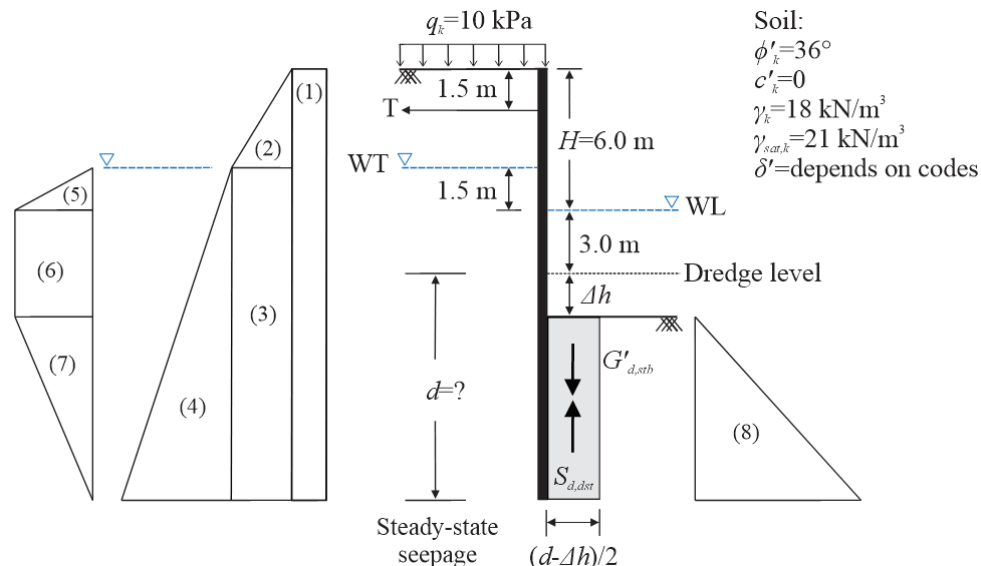
Código	Teoría de presión			Factores de carga y resistencia	Fricción interfaz arena/acero	Confiabilidad objetivo ELU
	Activa ( $K_a$ )	Pasiva ( $K_p$ )				
CSA-S6-19 ELU: Combinación 1	Coulomb	NAVFAC [10]		$\gamma_{EH}=0.8-1.25$ $\gamma_{ES}=0.8-1.25$ $\gamma_{WA}=0.9-1.1$ $\gamma_{Pasivo}=0.5-1.25$ $\phi=0.45, 0.5, 0.55$ $\psi=0.9, 1.0, 1.15$	$\delta'_k=2/3\phi'_k$	$\beta_T=3.1$ Nivel de consecuencia bajo $\beta_T=3.5$ Nivel de consecuencia típico $\beta_T=3.7$ Nivel de consecuencia alto
Degree of Consequence	high	0,41	0,45	0,495		
	typical	0,45	0,50	0,55		
	low	0,52	0,58	0,63		
		low	typical	high		
		Degree of Understanding				

ELU: estado límite último;  $\phi$ : factor de resistencia según grado de entendimiento;  $\psi$ : factor de consecuencia

Floating factor	pf	$\beta_T$
0,41	0,000045	3,9
0,5	0,0001	3,7
0,63	0,00055	3,3

## Limitaciones:

1. Dualidad carga-resistencia
2. Niveles de confiabilidad no alcanzan  $\beta_T$  en algunos casos



Free-earth support method





# Enfoques de estado límite: CCP-2014

**Tabla 3.** Enfoques de estado límite para diseño de muros embebidos.

Código	Teoría de presión		Factores de carga y resistencia	Fricción interfaz arena/acero	Confiabilidad objetivo ELU
	Activa ( $K_a$ )	Pasiva ( $K_p$ )			
CCP-2014 Combinación de carga: Resistencia I	Rankine o Coulomb	NAVFAC [10]	$\gamma_{EH}=0.9-1.5$ $\gamma_{ES}=0.75-1.5$ $\gamma_{AEP}=1.35$ $\gamma_{WA}=1.0$ $\phi=0.75$ $FS=1.5$	$\delta'_k=17^\circ-22^\circ$ Arena limpia, mezclas de gravas y arena	$\beta_T=2.0$ Basado en el código AASHTO LRFD BDS

**11.9.4.3 — Resistencia Pasiva** — Se deben aplicar los requisitos de los Artículos 11.6.3.5, 11.6.3.6, y 11.8.4.1

**C11.9.4.3** — Sabatini et al. (1999) recomiendan utilizar métodos tales como el Método de Broms o el Método de Wang y Reese para evaluar la resistencia pasiva y la profundidad embebida de los elementos verticales requeridas. Sin embargo, estos métodos aún no han sido calibrados para esta aplicación por LRFD.

## Limitaciones:

1. Dualidad carga-resistencia
2. Niveles de confiabilidad no alcanzan  $\beta_T$  en algunos casos
3. Resistencia pasiva no calibrada para LRFD para muros anclados discontinuos



# Simulaciones de subconjuntos generalizadas

Uncertainty Modeling						
Zone 1: Variable description		UncertaintyVars number: 5				Des
VarNames	Var 1	Var 2	Var 3	Var 4	Var 5	
Y	Y	Y <sub>sat</sub>	φ'	q	δ	
DistributionIndex	3	3	3	3	3	
Par 1	2,97	3,13	3,83	2,06	3,11	
Par 2	0,05	0,05	0,15	0,15	0,10	
Par 3						
Par 4						

Distribution table					
Disturbution	User-defined	Discrete Uniform	Normal	Lognormal	Gamma
Index	0	1	2	3	4
Par 1	User-defined	Lower Limit	Mean	Mean of ln(X)	ShapePar jÁ
Par 2	User-defined	Upper Limit	SD	SD of ln(X)	PositionPar jÁ
Par 3	User-defined	Interval			
Par 4	User-defined				

Zone 2: Random Sample Generation					
Vars	Var 1	Var 2	Var 3	Var 4	Var 5
y	y	ysat	φ'	q	δ
Uniform I.I.D.	0,183253943	0,358822315	0,827657726	0,442426595	0,412042192
Std. Normal I.I.D.	-0,903033933	-0,361608476	0,944949716	-0,144819748	-0,22229482
PDF Values	0,265358463	0,373693671	0,255277647	0,394780678	0,389206189
Mid-Values	-0,903033933	-0,361608476	0,944949716	-0,144819748	-0,22229482
Probability of Mid-Values	0,183253943	0,358822315	0,827657726	0,442426595	0,412042192
Target Values	18,67987808	22,39084035	52,97670889	7,656876709	21,89713343

Zone 3: Possible Designs	
Design ID	d
1	2
2	2,2
3	2,4
4	2,6
5	2,8
6	3
7	3,2
8	3,4

GSS-based RBD

GSS

No. of runs:

No. of samples per level, N:

Conditional probability, p<sub>0</sub>:

Target reliability index, β<sub>T</sub>:

Design parameter(s), D:

Random variable(s), X:

PDF of X, P(X):

Driving variable(s), Y:

Designs to record:

Failure modes to record:

Variable(s) to record, V:

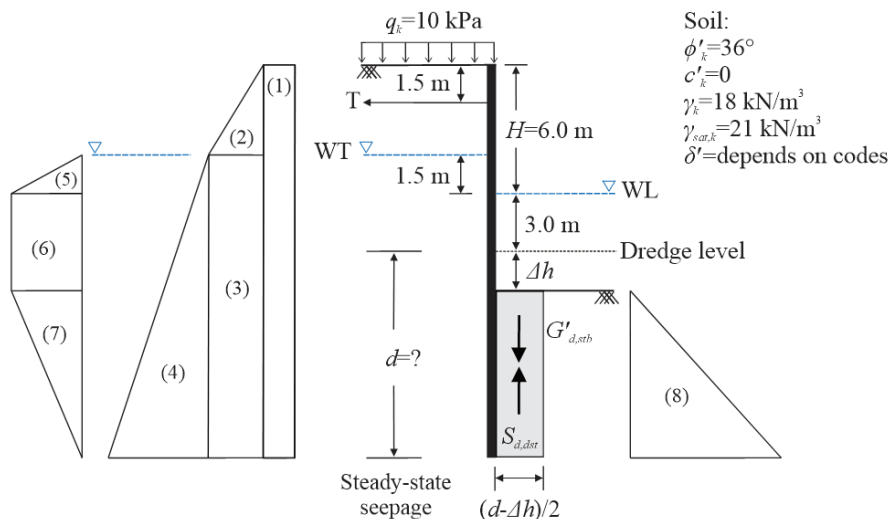
$$P_f^{(j)} = \prod_{m=1}^{M^{(j)}-1} \frac{N_m}{N} \times \frac{N^{(j)}}{N}$$

(Gao et al. 2019)

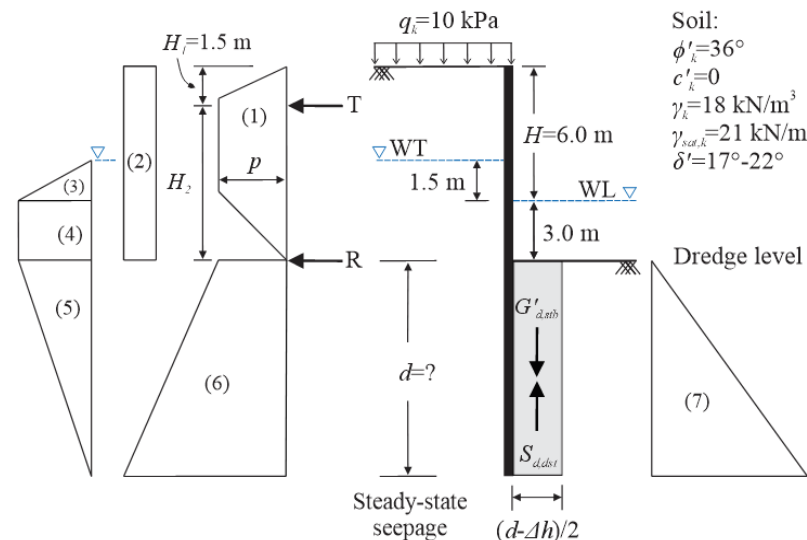
- N=nro de sim por nivel
- N<sub>m</sub>=nro de semillas
- M=nro de subconjuntos
- N<sup>(i)</sup>=nro de muestras de falla para el modo j



# Caso de estudio: Muro de tablestacas anclado



Free-earth support method  
**EN 1997-1:2004**  
**CSA-S6-19**



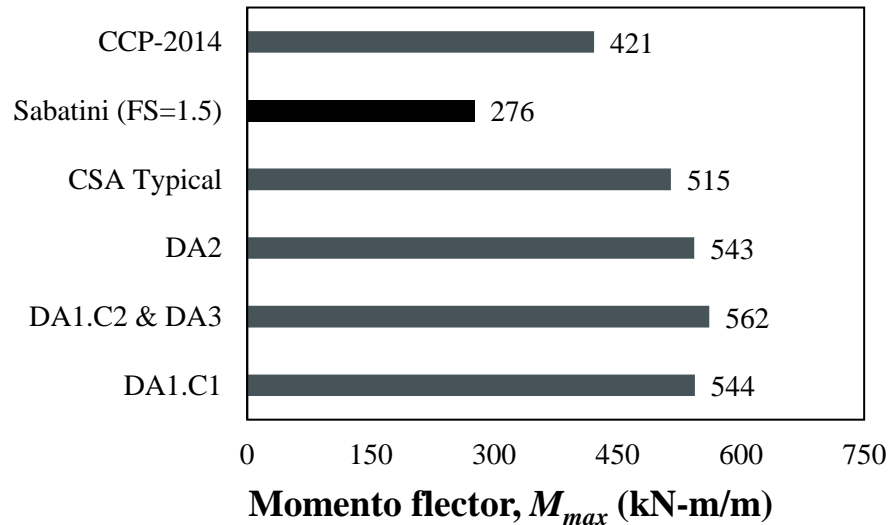
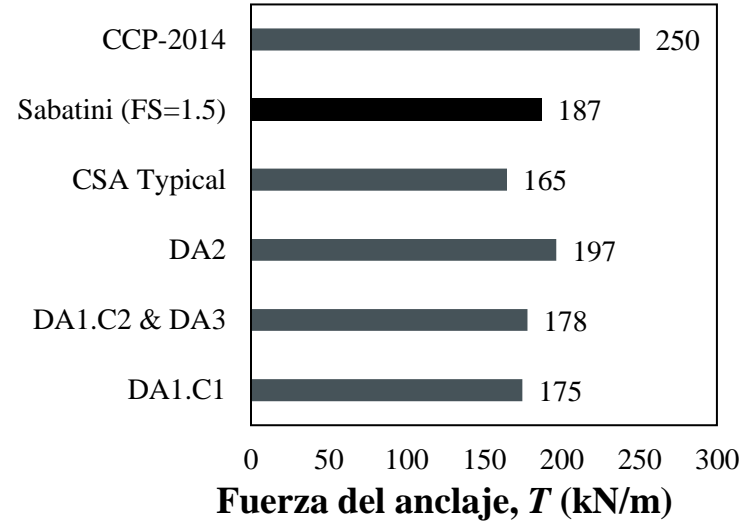
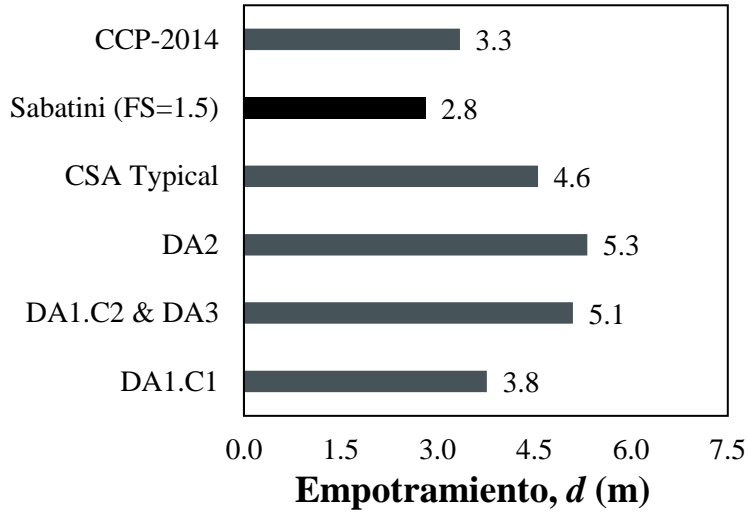
Apparent earth pressure envelope  
**Sabatini et al. (1999)**  
**CCP-2014**

**¿Qué se requiere determinar?**

- Profundidad de empotramiento,  $d$
- Fuerza del anclaje,  $T$
- Momento flector máximo,  $M_{max}$

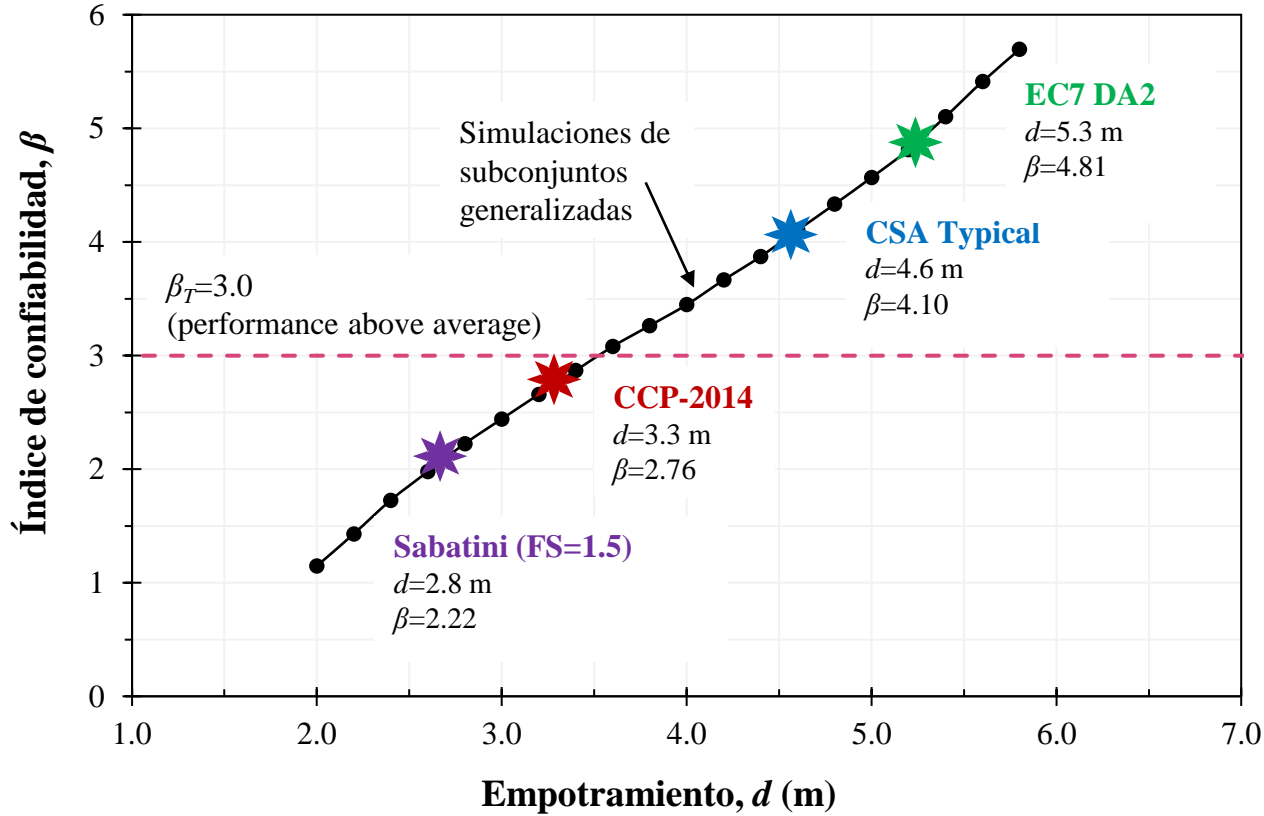


# Resultados





# Resultados







## Conclusiones

- El enfoque ASD de la FHWA (Sabatini et al. 1999) es insatisfactorio para diseño de muros embebidos
- Los enfoques LRFD de EN 1997-1:2004 y CSA-S6-19 son eficientes en alcanzar su propia confiabilidad objetivo, pero no atienden la dualidad carga-resistencia.
- La dualidad carga-resistencia se soluciona usando métodos de confiabilidad, como las simulaciones de subconjuntos generalizadas.
- El enfoque LRFD del CCP-2014 conlleva a una confiabilidad significativamente menor que EN 1997-1:2004 y CSA-S6-19.



## Recomendaciones

- El factor de resistencia del CCP-2014 ( $\phi=0.75$ ) debe ser calibrado para capturar la incertidumbre de suelos locales
- Incorporar al CCP-2014 un enfoque basado en la confiabilidad incrementaría el nivel de desempeño de los muros embebidos.
- El enfoque del código CSA-S6-19 podría ser una opción de mejora para el CCP-2014 por su eficiencia y practicidad.



## Referencias

- AIS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica). (2014). *Norma Colombiana de Diseño de Puentes - LRFD - CCP*. INVIAS.
- CEN (European Committee for Standardization). (2004). *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules. EN 1997-1:2004*. CEN.
- CSA (Canadian Standards Association). (2019). *Canadian Highway Bridge Design Code (CSA S6:19)*. CSA Group.
- Low, B. K., & Bathurst, R. J. (2022). Load-resistance duality and case-specific sensitivity in reliability-based design. *Acta Geotechnica*, 17(7), 3067–3085.
- Sabatini, P. J., Pass, D. G., & Bachus, R. C. (1999). Geotechnical engineering circular No. 4—Ground anchors and anchored systems. In Report No. FHWA-SA-99-015. NTIS PB99-166191. FHWA.
- Gao, G.-H., Li, D.-Q., Cao, Z.-J., Wang, Y., & Zhang, L. (2019). Full probabilistic design of earth retaining structures using generalized subset simulation. *Computers and Geotechnics*, 112(8), 159–172.



# ¡GRACIAS!

**¿Preguntas?**

**alvaro.mattos@udea.edu.co**

**XVII CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTÉCNIA “EVALUACIÓN Y  
GESTIÓN DE RIESGOS GEOTÉCNICOS CON ÉNFASIS EN LOS  
EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO”**

**14 al 18 de Noviembre de 2022**



**DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE SÍSMICO  $k$  PARA EL ANÁLISIS  
PSEUDODINÁMICO DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN COLOMBIA**



**JENNY LORENA NIÑO – Coordinadora de Diseño  
CARLOS ERNESTO VARGAS – Gerente Técnico  
GEOTECNIA ANDINA CONSULTORES**







# CONTENIDO

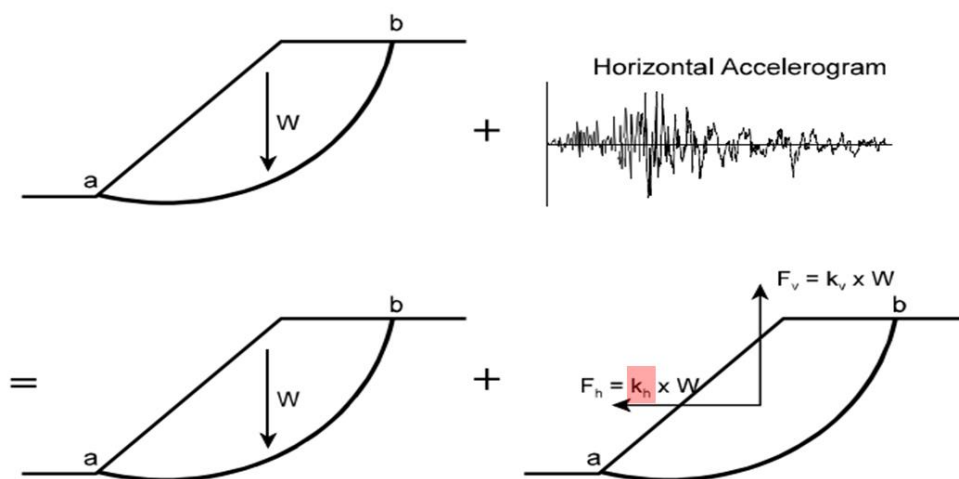
1. COEFICIENTE SISMICO
2. TALUDES VIALES EN COLOMBIA
3. PRACTICA INTERNACIONAL SELECCIÓN  $k_h$
4. PRACTICA COLOMBIANA SELECCIÓN  $k_h$
5. APLICACION METODOLOGIAS ALTERNATIVAS
6. CONCLUSIONES
7. RECOMENDACIONES A LA NORMATIVA



# 1. COEFICIENTE SISMICO

El procedimiento más utilizado para el análisis de la estabilidad sísmica de taludes es el análisis “*pseudoestático*”. La carga sísmica se representa mediante una fuerza estática, igual al peso del suelo multiplicado por un coeficiente sísmico,  $k_h$ .

→ La fuerza pseudoestática se incluye en los métodos de equilibrio límite convencional.



*The term pseudostatic is a misnomer because the approach is actually a static approach that is more correctly termed pseudodynamic; however, the term pseudostatic has been used for many years and is common in the geotechnical literature.*

(El subrayado y resaltado es propio).

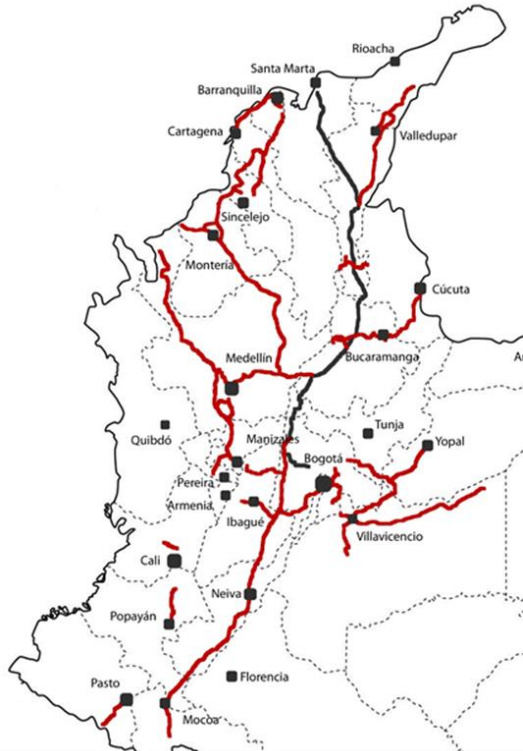
Duncan, J. Michael; Wright, Stephen G.; Brandon, Thomas L.. Soil Strength and Slope Stability (p. 180).(2014) Wiley. Edición de Kindle.



## 2. TALUDES VIALES EN COLOMBIA



Deslizamiento Vía Pereira-Armenia y Armenia-Pijao  
Sismo Quindío 25-ene-1999.



Vías 4G - Amenaza Sísmica





## 3. PRACTICA INTERNACIONAL SELECCIÓN kh

Table 1 – Recommended Horizontal Seismic Coefficients

Horizontal Seismic Coefficient, $k_h$	Description	
0.05 - 0.15	In the United States	
0.12 - 0.25	In Japan	
0.1	“severe” earthquakes	Terzaghi [4]
0.2	“violent, destructive” earthquakes	
0.5	“catastrophic” earthquakes	
0.1 - 0.2	Seed [2], FOS $\geq$ 1.15	
0.10	Major Earthquake, FOS > 1.0	Corps of Engineers [5]
0.15	Great Earthquake, FOS > 1.0	
½ to ⅓ of PHA	Marcuson [6], FOS > 1.0	
½ of PHA	Hynes-Griffin [7], FOS > 1.0	
FOS = Factor of Safety. PHA = Peak Horizontal Acceleration, in g's.		

Cristiano MELO and Sunil SHARMA (2004). SEISMIC COEFFICIENTS FOR PSEUDOSTATIC SLOPE ANALYSIS (2004). 13th World Conference on Earthquake Engineering.



# 3. PRACTICA INTERNACIONAL SELECCIÓN $k_h$

## Expresión de Saragoni

Basado en el artículo de Noda y Uwave (1976) para estimar la relación entre el coeficiente sísmico y la aceleración de suelo de muros gravitacionales de molos, Saragoni (1993) desarrolló la siguiente expresión para el caso chileno:

$$k_h = \left\{ 0.3 \frac{a_{\max}}{g}; a_{\max} \leq 0.67 g \right\} \text{ ó } \left\{ 0.2 \left( \frac{a_{\max}}{g} \right)^{0.2}; a_{\max} > 0.67 g \right\} \quad (4)$$

Martinez, R., Barrera, S. y Gémez, P. (2011). El método pseudoestático de estabilidad en presas: un análisis crítico. *Obras y Protectos* 9, 30-37

$$k_h = 0.5 \left( \frac{a_g}{g} \right) S S_T$$

Eurocode 8 (EN 1998-1: 2004; EN 1998-5:2004),

- $a_g$  represents the design value of (horizontal) seismic acceleration on a type A ground, which results from the product between maximum reference acceleration,  $a_{gR}$ , and an importance factor,
- $g$  is the acceleration due to gravity;
- $S$  is the coefficient that takes into account the possible amplification of acceleration between the bedrock and the ground surface;
- $S_T$  is the topographic amplification factor, which should be applied whenever there are structures with an importance factor greater than 1.0 over or near cliffs, slopes longer than 30 m, and inclinations greater than 15°.

## Manual Chileno de Carreteras

El Manual Chileno de Carreteras (2002) establece que:

$$k_h = 0.5 A'_0 \quad (5)$$

en donde  $A'_0$  representa el coeficiente máximo efectivo de aceleración, el cual depende de la zona sísmica del país. Los valores de  $A'_0$  varían desde 0.2 para la zona sísmica 1 hasta 0.4 para la zona sísmica 3 (Tabla 1).

Tabla 1: Coeficiente máximo efectivo de aceleración

Zona Sísmica	$A'_0$
1	0,2
2	0,3
3	0,4

Este método se aplica cuando no hay un estudio de peligro sísmico disponible para estimar el valor de  $a_{\max}$ .





## 4. PRACTICA COLOMBIANA SELECCIÓN kh

**H.5.2.5 — SISMO DE DISEÑO** — Para efectos del análisis y diseño de taludes, se debe emplear la aceleración máxima del terreno,  $a_{max}$  obtenida bien sea de un espectro (aceleración del espectro de diseño para periodo cero) o por medio de análisis de amplificación de onda unidimensionales o bidimensionales, correspondiente a los movimientos sísmicos definidos en el Capítulo A.2, particularmente en los numerales A.2.1, A.2.2, A.2.3, A.2.4 Y A.2.5. En caso de que el sitio objeto de análisis haga parte de un estudio de microzonificación sísmica aprobado, se utilizará la aceleración máxima superficial del terreno establecida en el espectro de diseño respectivo en lugar de lo estipulado en la sección A.2. El coeficiente sísmico de diseño para análisis seudoestático de taludes  $K_{ST}$  tiene valor inferior o igual al de  $a_{max}$  y se admiten los siguientes valores mínimos de  $K_{ST}/a_{max}$ , dependiendo del tipo de material térreo (reforzado o no) y del tipo de análisis.

Tabla H.5.2-1  
Valores de  $K_{ST}/a_{max}$  Mínimos para Análisis Seudoestático de Taludes

Material	$K_{ST}/a_{max}$ Mínimo	Análisis de Amplificación Mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)	0.80	Ninguno
Macizos rocosos (RQD > 50%)	1.00	Ninguno
Todos los materiales térreos	0.67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales térreos	0.50	Amplificación de onda bidimensional

H-24

NSR-10 – Capítulo H.5– Excavaciones y estabilidad de taludes

$$K_{ST} = 0.8 \times 0.3 \times 1.2 = 0.29 \longrightarrow K_{ST} \approx PHA !!!$$



# 4. PRACTICA COLOMBIANA SELECCIÓN kh

NSR-10 — Capítulo A.2 — Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño

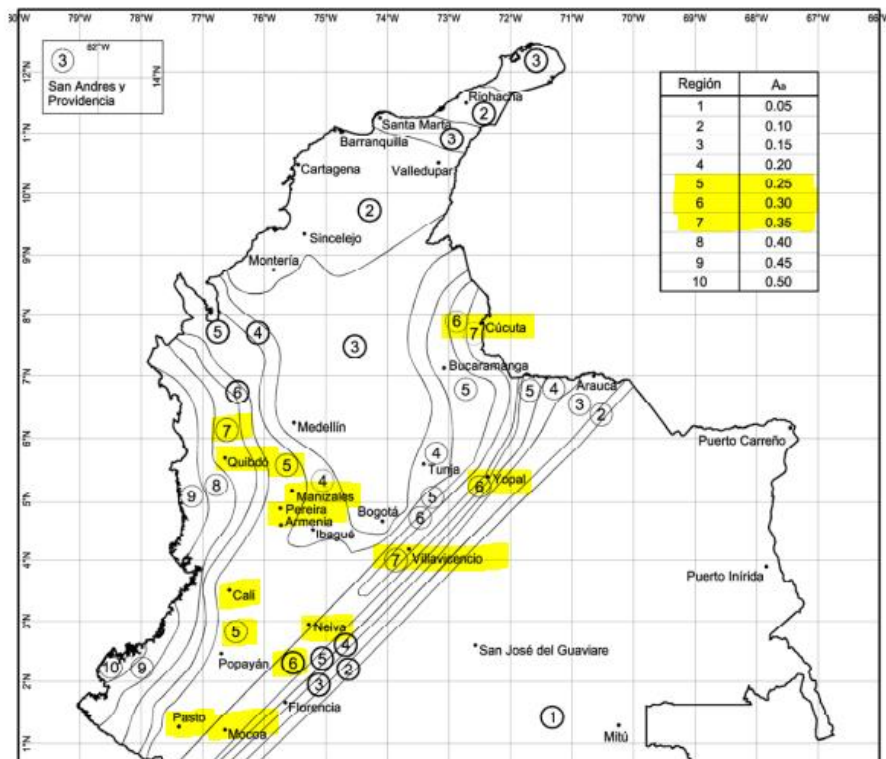


Tabla A.2.4-3  
Valores del coeficiente  $F_a$ , para la zona de periodos cortos del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

KST	amax		
PERFIL TIPO	0,25	0,30	0,35
B	0,20	0,24	0,28
Roca de rigidez media	80%	80%	80%
C	0,23	0,26	0,29
Suelos muy densos o roca blanda	92%	88%	84%
D	0,25	0,29	0,32
Suelos rigidos	100%	96%	92%



## 5. METODOLOGIAS ALTERNATIVAS

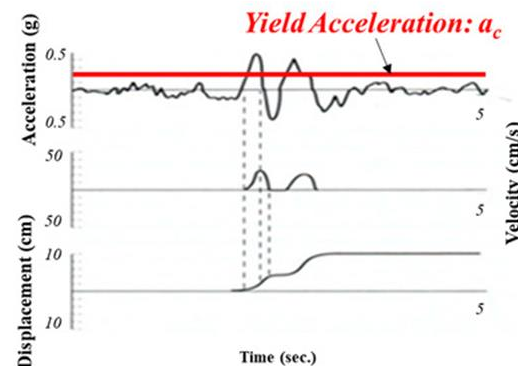
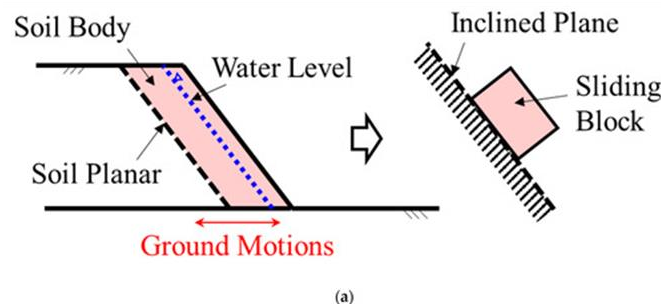
Las aceleraciones del suelo inducidas por sismo pueden generar **fuerzas de inercia** significativas en taludes, terraplenes y estructuras de contención, y estas fuerzas pueden provocar inestabilidad (es decir, fallas) o deformación permanente.

La práctica actual es usar cualquiera o una combinación de los métodos relacionados:

1) Equilibrio límite utilizando una **representación pseudodinámica de las fuerzas sísmicas**.

2) **Análisis basado en el desplazamiento** utilizando el concepto de bloque deslizante de Newmark para el diseño preliminar y métodos de modelado numérico más rigurosos de tensión-deformación para el diseño avanzado y de detalle.

La selección entre los dos enfoques normalmente se haría sobre la base de la complejidad de la geometría del talud, las condiciones del suelo dentro del talud, el nivel de movimiento del suelo y los problemas basados en el desempeño.





## 5. APLICACIÓN METODOLOGIAS ALTERNATIVAS

### Caso 1) Garzón-Neiva-Mocoa

(Aa) de 0.30 g de acuerdo con la NSR-10

Fuente sismogénica mayor aporte de amenaza sísmica : origen cercano cortical correspondiente a la Falla Frontal de la Cordillera Oriental [FC].

Altura Talud : 20 m, 30 m, 40 m y 50 m con una inclinación de 45° (1H:1V), C=17 kPa y  $f=32^\circ$ .

Perfil de Suelo Tipo D con  $V_s=360\text{m/s}$ .



### Acelerogramas

Nombre	Estación	Fecha	$M_w$	Mecanismo Focal	Rrup* (Km)	Geología Estación	Fuente Sismogénica	Sentido	PGA
Quetame	Colombia	2008	5.7	Inversa	9.0	Roca	Cercana	N-S	0.30
KYUSHU-JAPÓN	FKO001	20/03/2005	7.0	Inverso	35.0	Roca	Cercana	N-S	0.26
Loma Prieta	USA	1989	6.9	Inverso	18.5	Roca	Cercana	N-S	0.30





## 5. APLICACIÓN METODOLOGIAS ALTERNATIVAS

### Caso 2) Cali-Buga-Buenaventura

(Aa) de 0.40 g de acuerdo con la NSR-10

Fuente sismogénica que mayor amenaza sísmica aporta la zona de Benioff [FL]

Altura de taludes 20 m, 30 m, 40 m y 50 m con una inclinación de 45° (1H:1V, C=17 kPa y  $f=32^\circ$ ).

Perfil de Suelo Tipo D con  $V_s=360\text{m/s}$ .



Nombre	Estación	Fecha	$M_w$	Mecanismo Focal	$R_{rup}^*$ (Km)	Geología Estación	Fuente Sismogénica	Sentido	PGA
COSTA PERU-PERÚ	Estación Zarate	1/05/1974	6.5	Benioff	79	Roca	Lejana 1	N-S	0.18
FIORDLAND-NUEVA ZELANDA	JACS	21/08/2003	6.7	Subducción	75	Roca	Lejana 3	N-S	0.18
NORTHRIDGE YORB-USA	YORB.LIND. DIEM.B	17/01/1994	6.7	Inversa	70.3	Roca	Intermedia-4	N-S	0.12

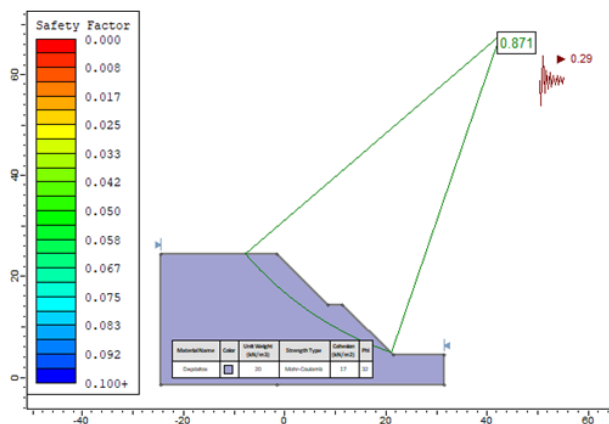




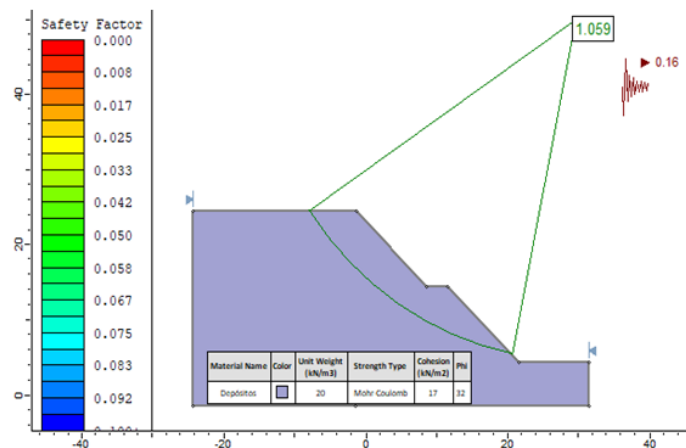
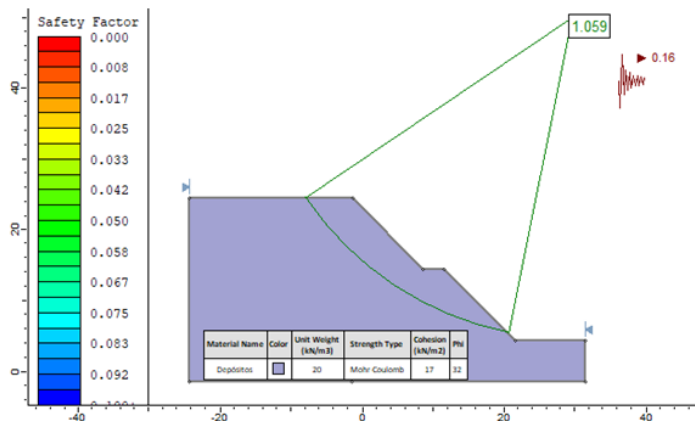
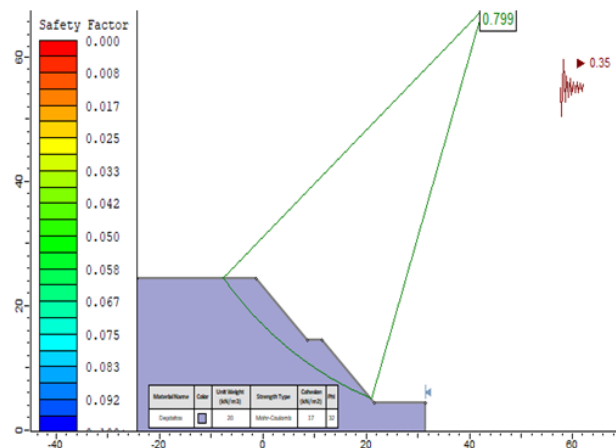
# 5. APLICACIÓN METODOLOGÍAS ALTERNATIVAS

## 3.1 DETERMINACIÓN COEFICIENTE DE ACELERACIÓN HORIZONTAL, k

Análisis de estabilidad pseudo estático bajo la NSR-10-Caso 1



Análisis de estabilidad pseudo estático bajo la NSR-10-Caso 2





## 5. APLICACIÓN METODOLOGIAS ALTERNATIVAS

Método de Selección	Caso 1.				Caso 2			
	Aa (g)	k			Aa (g)	k		
Macurson 1/3 a 1/2 PHA	NA	0.10	-	0.15	NA	0.13	-	0.20
Coefficiente KST NRS-10*	NA	0.29			NA	0.35		
Análisis de Newmark Bloque Deslizante	0 a 2	0.156			0 a 0.05	0.204		
Método Simplificado Bray-Macedo	3	0.16			21	0.16		

Los valores de k estimados a partir de las dos metodologías evaluadas comparados con la indicación de la NSR-10 resultan ser sensiblemente menores asociados ahora a niveles de desplazamientos de la masa.

- Para el Caso 1 con el método de Newmark se obtiene  $kh=0.11$  y con Bray et al.  $kh=0.16$  que con respecto a la NSR-10 ( $k=0.29$ ), representa un entre 38% a 55% del KST.
- Para el Caso 2 con el método de Newmark se obtiene  $kh=0.25$  y con Bray et al.  $kh=0.16$  que con respecto a la NSR-10 ( $k=0.35$ ), representa un entre 46% a 66% del KST.
- Al diferenciar el entorno sismogénico cambia considerablemente el índice de desplazamiento



## 6. CONCLUSIONES

- Los resultados pseudodinámicos dependen críticamente del valor del coeficiente sísmico  $k_h$  su acertada selección debe ser el paso más importante mejor estudiado en un análisis de este tipo.
- La práctica real Colombiana es muy limitada y se reduce a tomar una referencia que a la luz de la práctica internacional sobreestima este valor  $k_h$  y por lo tanto conduce a importantes situaciones de sobrediseño.
- *“Cuando la única herramienta que tienes es un martillo, todo problema comienza a parecerse a un clavo”*. Usar la NSR10 para todos los análisis conduce a errores conceptuales y de resultados.
- Resulta necesario avanzar en el entendimiento de estos métodos de análisis pseudodinámico de taludes que, aunque prácticos conllevan suposiciones importantes especialmente como se concibe en nuestra normativa conducente a valores  $k$  entre 0.29 a 0.35 (para los casos de análisis) mientras que solo por tomar una referencia en países de alta actividad sísmica y avanzado conocimiento de ingeniería como Japón se recomiendan valores entre 0.15 - 0.25.
- Los valores  $k$  obtenidos para los dos casos de análisis se acercan a la recomendación de 1/2 de PHA sugerido por Macurson, 1983. Esta tendencia es validada en otras publicaciones (Sharma, 2004) y coincide con lo indicado en normativas internacionales.



## 7. RECOMENDACIONES A LA NORMATIVA

- Incluir y permitir la utilización de métodos para la estimación de coeficientes  $k_h$  como Bray (2009), Newmark (1965) o similares tales como el análisis dinámico paramétrico con modelos de Elementos Finitos que involucren en la selección racional del  $k_h$  el concepto de desplazamientos máximos admisibles.

Alternativamente se podrá emplear la **Metodología de Bray et al (2010)**, descrita en el Apéndice H5, tomando los parámetros indicados en este Apéndice, según la Zona Sísmica de Colombia (Aparte A.2.3) y el tipo de suelo (Apartes A.2.4.2 a A.2.4.5).

En los análisis de estabilidad de taludes deben considerarse los criterios de susceptibilidad al deslizamiento asociado a sismo establecidos en la sección H.7.1.2.

- Para el caso general de materiales térreos utilizar una relación  $K_{ST}/a_{máx}$  de 0.50.

\*Es necesario promover la utilización de metodologías recientes para calibrar este valor y validar las conclusiones preliminares presentadas a través de análisis con mayor alcance y representatividad.

- Desde la comisión de Normativa de la SCG se hace un llamado a las agencias nacionales encargadas de la infraestructura vial en Colombia a generar normativas, actualizar manuales y dar lineamientos que permitan utilizar criterios adecuados en la escogencia del  $k_h$  para el caso de taludes viales.



## 7. RECOMENDACIONES A LA NORMATIVA

- Incluir indicaciones con respecto al uso de valores kv, por ejemplo la utilización de los mismos solamente en casos donde se cumplan ciertas relaciones entre aceleraciones verticales con respecto a horizontales.

$$FH = 0.5\alpha * S * W$$

FV = ±0.5FH if the ratio  $a_{vg}/a_g$  is greater than 0.6

FV = ±0.33FH if the ratio  $a_{vg}/a_g$  is not greater than 0.6

Where:  $\alpha$  is the ratio of the design ground acceleration on type A ground (rock site),  $a_g$ , to the acceleration of gravity  $g$  ( $\alpha = a_g/g$ ),  $a_{vg}$  is the design ground acceleration in the vertical direction,  $a_g$  is the design ground acceleration for type A ground, S is the soil parameter of EN 1998-1:2004, 3.2.2.2, and W is the weight of the sliding mass.

- Consensuar con los especialistas estructurales valores de desplazamientos admisibles en función de la rigidez de las obras a diseñar y de esta forma incluir esta variable en la selección del kh.

Tabla APH5-2  
Valores de Desplazamiento Máximo Admisible Dm para Análisis Seudoestático de Taludes

TIPO DE SUELO	Dm(cm)
A	5.0
B	10.0
C	15.0
D	20.0
E	25.0
F	30.0

NOTA- Estos valores de desplazamiento máximo admisible son para taludes sin obras o edificaciones en ellos, Cuando existan obras o edificaciones en los taludes, el desplazamiento máximo estará condicionado por las obras en el talud

$$k_h = \alpha * S / r$$

Type of Performance	Type of Retaining Structure	Factor (r) <sup>*</sup>
Can tolerate deformations/ displacements	Free gravity walls that can accept a displacement up to $d_r = 300 \alpha S$ (mm)	2.0
Non Rigid/Elastic - Stiff Wall	Free gravity walls that can accept a displacement up to $d_r = 200 \alpha S$ (mm)	1.5
Rigid/Elastic	Flexural reinforced concrete walls, anchored or braced walls, reinforced concrete walls founded on vertical piles, restrained basement walls and bridge abutments	1.0





# ¡GRACIAS!

**¿Preguntas?**

[jnino@geoandina.net](mailto:jnino@geoandina.net)

[cargas@geoandina.net](mailto:cargas@geoandina.net)

**XVII CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTÉCNIA “EVALUACIÓN Y  
GESTIÓN DE RIESGOS GEOTÉCNICOS CON ÉNFASIS EN LOS  
EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO”**

**14 al 18 de Noviembre de 2022**



**ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS SÍSMICOS ADMISIBLES  
PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE K PARA ANÁLISIS  
PSEUDOESTÁTICO EN ESTABILIDAD DE TALUDES**

**JENNY LORENA NIÑO SANA  
ING. ESP EN FUNDACIONES  
MSC I.C. EN GEOTECNIA**

**PHD. CARLOS EDUARDO RODRÍGUEZ  
INGENIERO CIVIL**

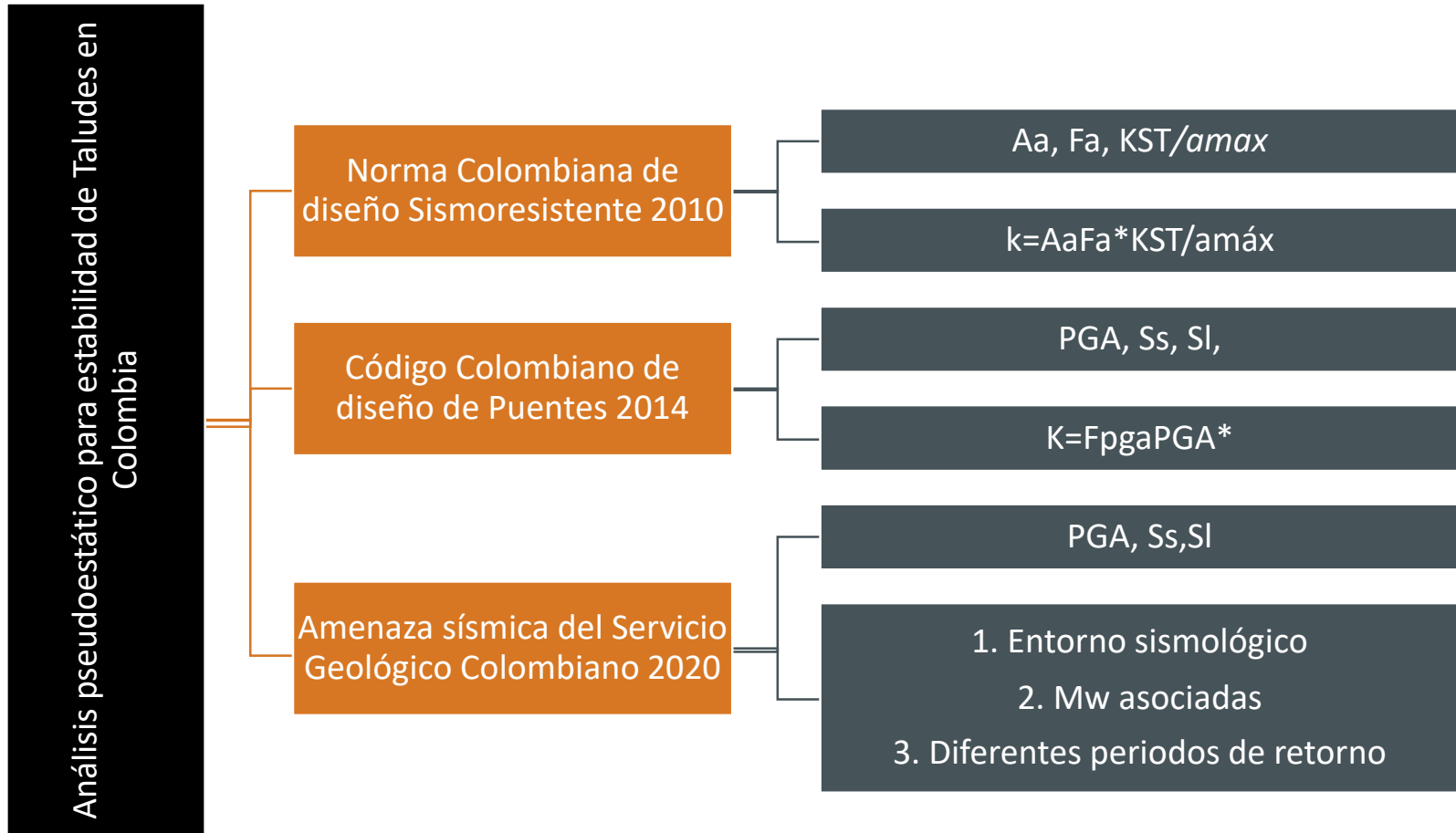


# CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN
2. OBJETIVOS
3. METODOLOGÍA
4. RESULTADOS Y ANÁLISIS
5. CONCLUSIONES



# 1. INTRODUCCIÓN





## 2. OBJETIVOS

**Optimizar la obtención del coeficiente de aceleración horizontal  $k$ , teniendo en cuenta:**

ENTORNO SISMOLÓGICO DEL SITIO DE ANÁLISIS. (FC o FL, Tr, Mw, Sa)

PARÁMETROS DE RESISTENCIA, GEOMETRÍA FINAL, VS...

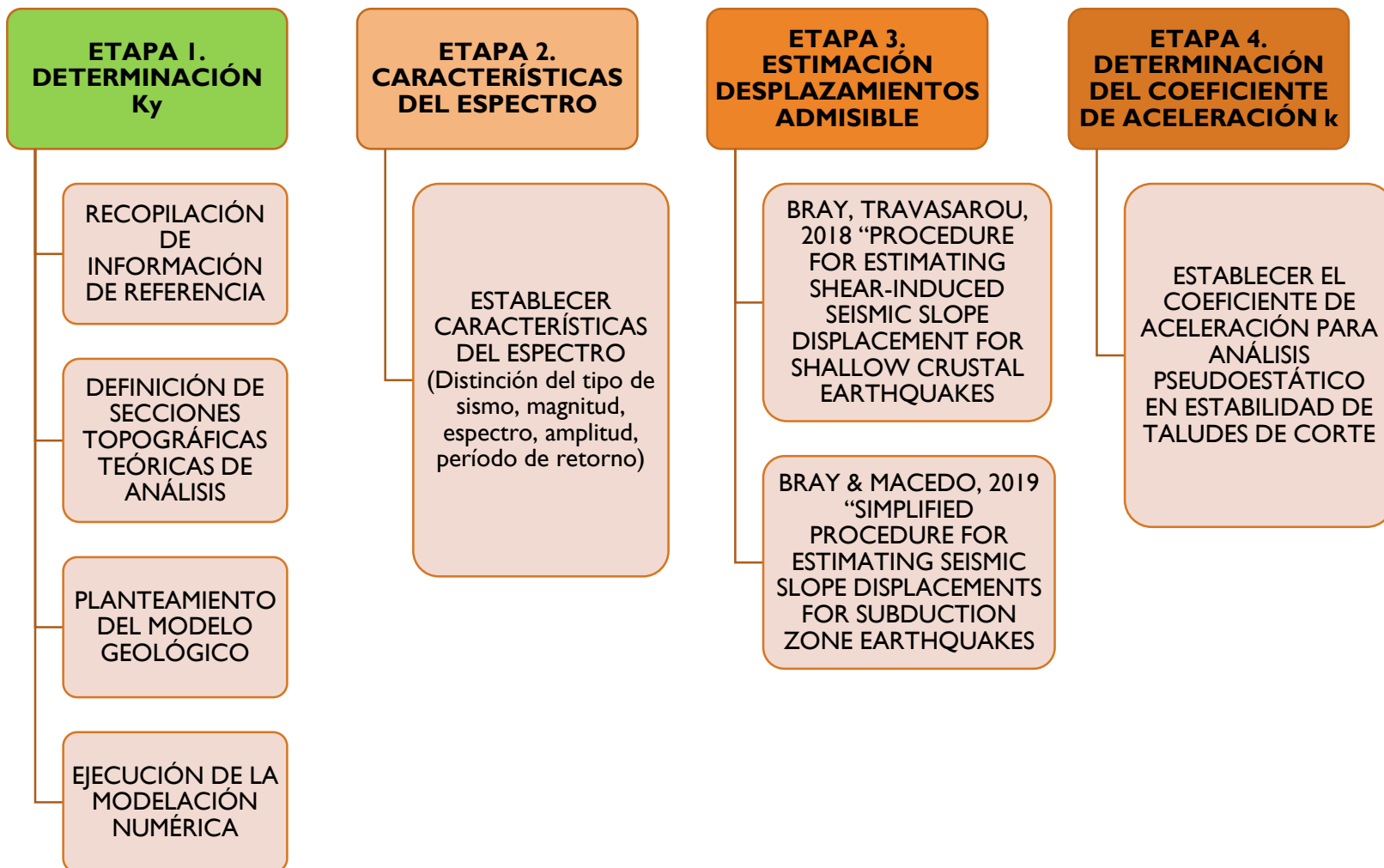
COMPORTAMIENTO DEL TALUD DURANTE LA OCURRENCIA DE UN SISMO, GENERACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

**Por lo tanto se involucran los desplazamientos sísmicos admisibles en la obtención del coeficiente  $k$**



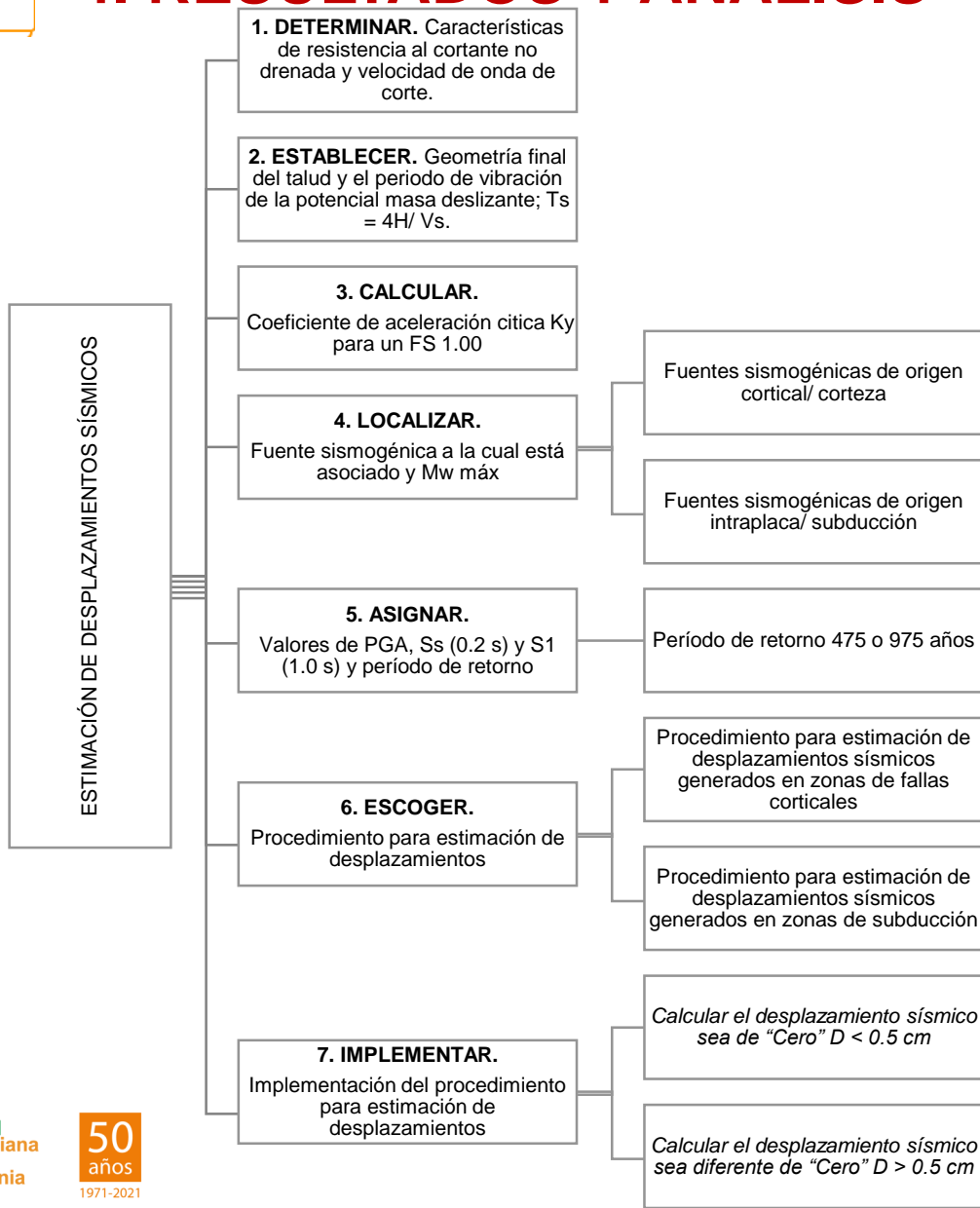


# 3. METODOLOGÍA





# 4. RESULTADOS Y ANÁLISIS





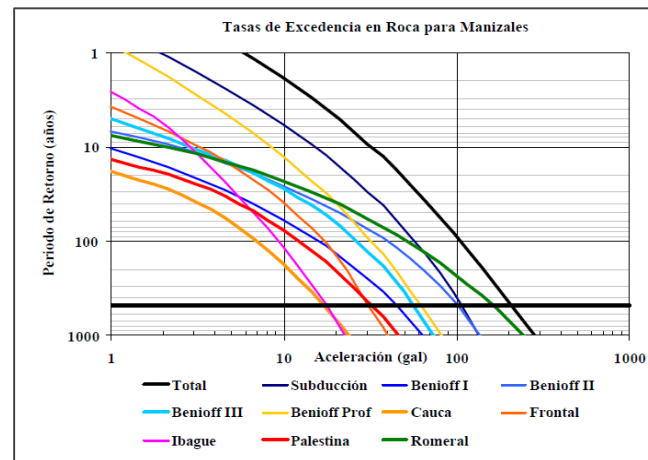
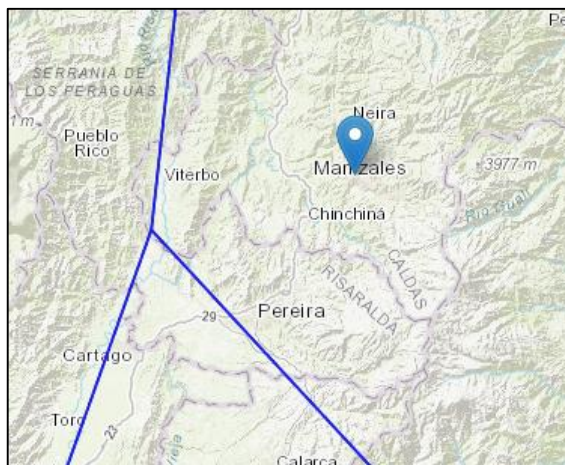
## 4. RESULTADOS Y ANÁLISIS

Tr 475 años.

Manizales

Microzonificación sísmica de Manizales del año 2002

Falla Romeral asociada a la fuente sísmogénica de origen cortical.

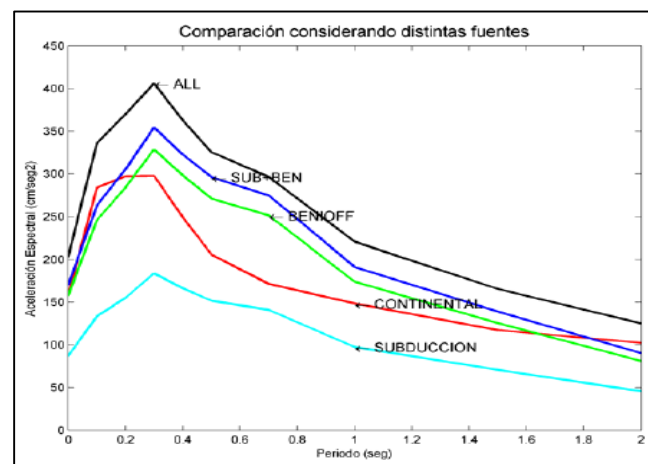


Tr 475 años.

Cali

Microzonificación sísmica de Cali del año 2002

Zona de Benioff asociada a la fuente sísmogénica de subducción.





## 4. RESULTADOS Y ANÁLISIS

Depósito	H	Mw	Ts = 4H/Vs	Ky	Sa (1.3 Ts)	P(D=0)	Ln (D) med	D (cm)	D (cm)	D (cm)
								medio	mínimo	máximo
7	10	6.5	0.222	0.755	0.79	0.97	-1.32	0.27	<0,5	<0,5
	20	6.5	0.444	0.471	0.41	0.96	-1.29	0.28	<0,5	<0,5
	30	6.5	0.667	0.365	0.28	0.94	-1.16	0.31	<0,5	<0,5
	40	6.5	0.889	0.302	0.21	1	-1.03	0.36	<0,5	<0,5
	50	6.5	1.111	0.266	0.17	1	-0.96	0.38	<0,5	<0,5
	70	6.5	1.333	0.242	0.14	1	-1.01	0.36	<0,5	<0,5
	70	6.5	1.556	0.222	0.12	1	-1.08	0.34	<0,5	<0,5
11	10	6.5	0.222	0.613	0.79	0.9	-0.83	0.44	<0,5	<0,5
	20	6.5	0.444	0.304	0.41	0.68	-0.27	0.76	<0,5	0.77
	30	6.5	0.667	0.139	0.28	0.07	0.96	2.61	1.01	5.16
	40	6.5	0.889	0.087	0.21	0.01	1.62	5.05	2.44	10.32
	50	6.5	1.111	0.05	0.17	0	2.45	11.57	5.65	23.67
	70	6.5	1.333	0.026	0.14	0	3.28	26.48	12.94	54.19
	70	6.5	1.556	0.008	0.12	0	4.46	86.61	42.33	177.23

Desplazamientos sísmicos originados en zonas de fallas corticales para Manizales con Tr de 475 años y sismo de Mw 6,5 (Talud con inclinación 27° y Vs 180 m/s)  $\phi$  25.5° y C 42k Pa;  $\phi$  14.5° y C 41k Pa

Depósito	H	Mw	Ts	Ky	Sa(1.5 Ts)	P(D=0)	Ln(D)	min	max	D (cm)	D (cm)	D (cm)	D (cm)
								Ln(D)	Ln(D)		min	Med	máx
7	10	7.5	0.222	0.755	1.1	0.84	-0.94	-1.67	-0.21	0.39	<0,5	<0,5	0.09
	20	7.5	0.444	0.471	0.6	0.76	-0.67	-1.4	0.06	0.51	<0,5	<0,5	0.36
	30	7.5	0.667	0.365	0.4	0.7	-0.59	-1.32	0.14	0.56	<0,5	<0,5	0.52
	40	7.5	0.889	0.302	0.31	0.95	-0.35	-1.08	0.38	0.71	<0,5	<0,5	<0,5
	50	7.5	1.111	0.266	0.24	0.97	-0.39	-1.12	0.34	0.68	<0,5	<0,5	<0,5
	70	7.5	1.333	0.242	0.2	0.98	-0.4	-1.13	0.33	0.67	<0,5	<0,5	<0,5
	70	7.5	1.556	0.222	0.17	0.98	-0.45	-1.18	0.28	0.64	<0,5	<0,5	<0,5
11	10	7.5	0.222	0.613	1.1	0.63	-0.31	-1.04	0.42	0.73	<0,5	<0,5	0.84
	20	7.5	0.444	0.304	0.6	0.26	0.58	-0.15	1.31	1.79	<0,5	1.28	3.17
	30	7.5	0.667	0.139	0.4	0.01	2	1.27	2.73	7.42	3.51	7.36	15.27
	40	7.5	0.889	0.087	0.31	0	2.84	2.11	3.57	17.14	8.27	17.12	35.41
	50	7.5	1.111	0.05	0.24	0	3.68	2.95	4.41	39.67	19.19	39.67	81.98
	70	7.5	1.333	0.026	0.2	0	4.6	3.87	5.33	99.92	48.35	99.92	206.51
	70	7.5	1.556	0.008	0.17	0	5.65	4.92	6.38	284.37	137.59	284.37	587.7

Desplazamientos sísmicos originados en zonas de Benioff para Cali con Tr de 475 años y sismo de Mw 7,5 (Talud con inclinación 27° y Vs 180 m/s)  $\phi$  25.5° y C 42k Pa;  $\phi$  14.5° y C 41k Pa



# 4. RESULTADOS Y ANÁLISIS

## DETERMINACIÓN DE COEFICIENTE DE ACELERACIÓN HORIZONTAL, $k$ EN ZONAS DE FALLAS CORTICALES PARA TR 475 AÑOS

SELECCIÓN DEL COEFICIENTE DE ACELERACIÓN HORIZONTAL PARA ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PSEUDOESTÁTICO,  $k$

1. **DETERMINAR.** Características de resistencia al cortante no drenada y velocidad de onda de corte.
2. **ESTABLECER.** Geometría final del talud y el período de vibración de la potencial masa deslizante;  $T_s = 4H/ V_s$ .
3. **CALCULAR.** Coeficiente de aceleración crítica  $K_y$  para un FS 1.00
4. **LOCALIZAR.** Fuente sismogénica a la cual está asociado y  $M_w$  máx
5. **ASIGNAR.** Valores de PGA,  $S_s$  (0.2 s) y  $S_1$  (1.0 s) y período de retorno
6. **ESCOGER.** Procedimiento para selección  $k$
7. **ESCOGER.** Desplazamiento sísmico admisible,  $D_a$
8. **COMPROBAR.** Que el  $D_a$  (cm) asociado a  $k$  arroje en un análisis de estabilidad pseudoestático un FS. 1.00
9. **VALIDAR.** Que el  $k$  seleccionado garantice los FS de la normativa

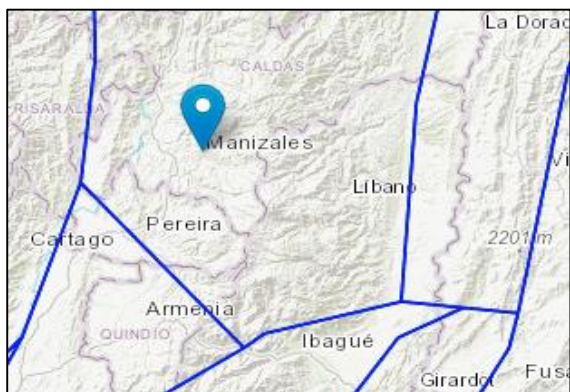
- Fuentes sismogénicas de origen cortical/ corteza
- Fuentes sismogénicas de origen intraplaca/ subducción
- Período de retorno 475 o 975 años
- Procedimiento para selección de  $k$  según sismos generados en zonas de fallas corticales
- Procedimiento para selección  $k$  según sismos generados en zonas de subducción

Más de 15.000 modelaciones en análisis de estabilidad pseudo estático para validar que,  $D_a$  (cm) asociado a  $k$ , arroje un FS = 1.00





# 4. RESULTADOS Y ANÁLISIS



CIUDAD	Manizales
Zona	54
PGA	0,20
S1 (1.0 s)	0,1
Ss (0.2 s)	0,6
Fuente	CC 12
NOMBRE	Aránzazu-Manizales
a <sub>gr</sub>	3,658
b <sub>gr</sub>	0,919
M <sub>máx</sub>	6,5
M <sub>min</sub>	5

CONVENCIONES			
<span style="background-color: green; color: black;">■</span>	ZONA A	- CENIZAS	
<span style="background-color: yellow; color: black;">■</span>	ZONA B	- RELLENOS	
<span style="background-color: orange; color: black;">■</span>	ZONA C	- ROCAS, FLUJOS Y DEPÓSITOS DE POCO ESPESOR	

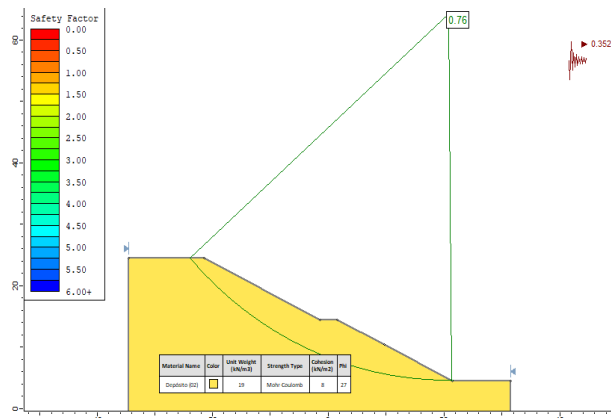
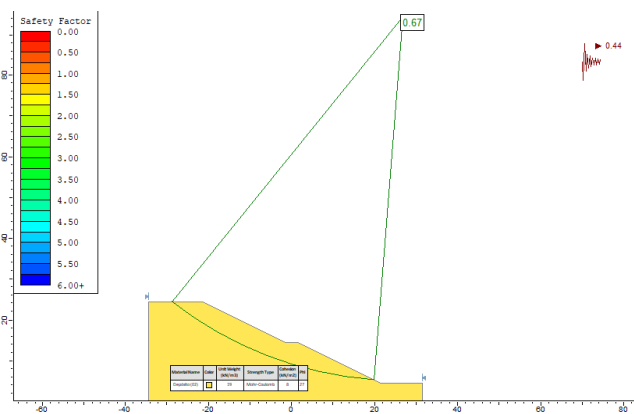
MICROZONIFICACIÓN SISMICA DE MANIZALES			
	Zona A	Zona B	Zona C
To	0.10	0.10	0.10
Tc	0.65	0.50	0.50
TL	1.25	2.50	2.50
Am	0.44	0.40	0.30
An	0.44	0.40	0.30
Fa	1.00	1.00	1.00
Fv	1.83	1.25	1.25

Coefficiente de aceleración horizontal taludes con Vs 180 m/s e inclinación de 27 ° para Manizales en Depósito 2 (C 8 kPa φ 21°)

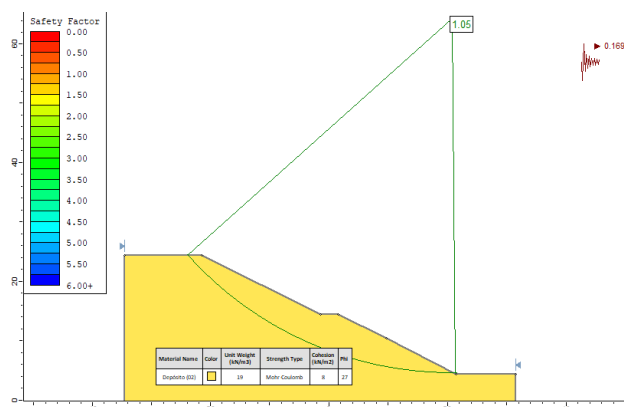
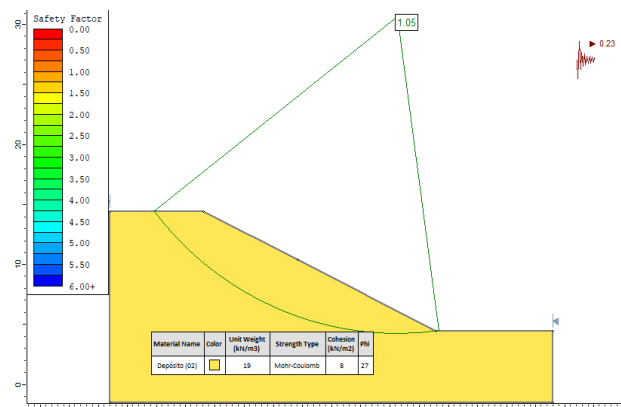
H	Mw	Ts = 4H/Vs	Ky	Sa (1.3Ts)	Desplazamientos admisibles	Coeficiente sísmico de diseño			Am	0.44
					Da (cm)	a	b	k	% k	FS
10	6.50	0.222	0.259	0.790	2.52	2.572	4.710	0.440	1.00	0.77
	6.50	0.222	0.259	0.790	3.00	2.572	4.539	0.406	0.92	0.80
	6.50	0.222	0.259	0.790	4.00	2.572	4.257	0.354	0.80	0.86
	6.50	0.222	0.259	0.790	5.80	2.572	3.893	0.294	0.67	0.95
	6.50	0.222	0.259	0.790	7.40	2.572	3.653	0.260	0.59	1.00
20	6.50	0.222	0.259	0.790	9.30	2.572	3.359	0.230	0.52	1.05
	6.50	0.222	0.259	0.790	15.00	2.572	2.961	0.176	0.40	1.16
	6.50	0.444	0.193	0.410	0.85	2.798	5.739	0.440	1.00	0.67
	6.50	0.444	0.193	0.410	1.10	2.798	5.486	0.395	0.90	0.72
	6.50	0.444	0.193	0.410	1.40	2.798	5.250	0.356	0.81	0.76
30	6.50	0.444	0.193	0.410	2.10	2.798	4.852	0.297	0.67	0.84
	6.50	0.444	0.193	0.410	3.00	2.798	4.503	0.252	0.57	0.90
	6.50	0.444	0.193	0.410	5.11	2.798	4.221	0.194	0.44	1.00
	6.50	0.444	0.193	0.410	7.00	2.798	3.981	0.169	0.38	1.05
	6.50	0.667	0.165	0.280	0.51	2.929	6.374	0.438	1.00	0.62
40	6.50	0.667	0.165	0.280	0.66	2.929	6.122	0.395	0.90	0.66
	6.50	0.667	0.165	0.280	1.00	2.929	5.715	0.333	0.76	0.73
	6.50	0.667	0.165	0.280	1.50	2.929	5.317	0.280	0.64	0.81
	6.50	0.667	0.165	0.280	2.00	2.929	5.035	0.247	0.56	0.85
	6.50	0.667	0.165	0.280	5.00	2.929	4.817	0.161	0.37	1.00
50	6.50	0.667	0.165	0.280	5.50	2.929	4.168	0.139	0.32	1.05
	6.50	0.889	0.150	0.210	0.34	3.028	6.906	0.442	1.00	0.61
	6.50	0.889	0.150	0.210	0.60	3.028	6.350	0.355	0.81	0.68
	6.50	0.889	0.150	0.210	1.00	3.028	5.849	0.288	0.66	0.77
	6.50	0.889	0.150	0.210	1.40	3.028	5.519	0.250	0.57	0.81
60	6.50	0.889	0.150	0.210	1.90	3.028	5.220	0.219	0.50	0.88
	6.50	0.889	0.150	0.210	4.82	3.028	4.951	0.143	0.33	1.00
	6.50	0.889	0.150	0.210	6.50	3.028	4.309	0.124	0.28	1.05
	6.50	1.111	0.133	0.170	0.26	3.101	7.284	0.440	1.00	0.59
	6.50	1.111	0.133	0.170	0.40	3.101	6.671	0.348	0.79	0.68
70	6.50	1.111	0.133	0.170	0.60	3.101	6.274	0.296	0.67	0.73
	6.50	1.111	0.133	0.170	1.00	3.101	5.773	0.241	0.55	0.80
	6.50	1.111	0.133	0.170	1.50	3.101	5.376	0.203	0.46	0.87
	6.50	1.111	0.133	0.170	3.83	3.101	5.094	0.133	0.30	1.00
	6.50	1.111	0.133	0.170	5.50	3.101	4.457	0.111	0.25	1.05
80	6.50	1.333	0.126	0.140	0.19	3.167	7.634	0.438	1.00	0.58
	6.50	1.333	0.126	0.140	0.30	3.167	7.186	0.370	0.84	0.63
	6.50	1.333	0.126	0.140	0.50	3.167	6.686	0.305	0.69	0.71
	6.50	1.333	0.126	0.140	0.80	3.167	6.225	0.254	0.58	0.78
	6.50	1.333	0.126	0.140	1.00	3.167	6.007	0.232	0.53	0.81
90	6.50	1.333	0.126	0.140	2.99	3.167	5.419	0.133	0.30	1.00
	6.50	1.333	0.126	0.140	5.00	3.167	4.744	0.104	0.24	1.05
	6.50	1.556	0.122	0.120	0.14	3.220	7.923	0.437	0.99	0.57
	6.50	1.556	0.122	0.120	0.35	3.220	7.025	0.312	0.71	0.70
	6.50	1.556	0.122	0.120	0.50	3.220	6.675	0.273	0.62	0.74
100	6.50	1.556	0.122	0.120	0.75	3.220	6.278	0.233	0.53	0.80
	6.50	1.556	0.122	0.120	1.00	3.220	5.996	0.207	0.47	0.85
	6.50	1.556	0.122	0.120	1.50	3.220	5.599	0.175	0.40	0.90
6.50	1.556	0.122	0.120	3.35	3.220	4.811	0.123	0.28	1.00	



# 4. RESULTADOS Y ANÁLISIS



Análisis de estabilidad pseudo estático bajo la NSR-10 en la ciudad de Manizales



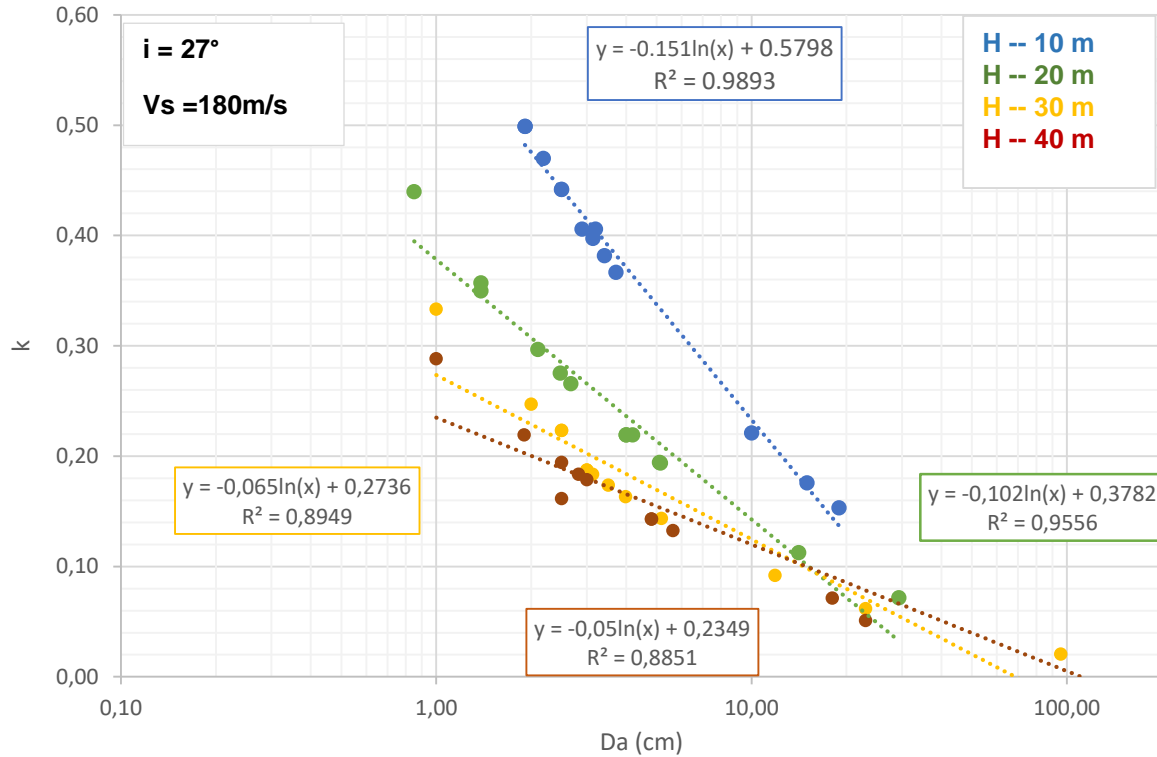
Validación de k, para taludes del depósito 2 dependiendo de Da (cm) y con FS = 1,05

Para un talud de 10,0 m de altura que inicia con un Da de 2.52 cm y se calcula un  $k = 0,44$  para este caso, el  $k = Am$ , pero se obtiene un FS de 0.77, pero si se toma un Da de 9,30 cm se obtiene un  $k$  de 0,23, que es el 52% de Am y se logra un FS de 1,05.

Para taludes de Depósito 2 (C 8 kPa  $\phi$  21°) y con variación de altura entre 10,0 m y 70,0 m los Da varían entre 3,35 cm y 9,30 cm y es posible reducir Am entre el 28 % y 52 %, obteniendo un coeficiente de aceleración horizontal entre 0,123 y 0,23 con los cuales en análisis de estabilidad de taludes pseudoestático se alcanzan FS = 1,05.



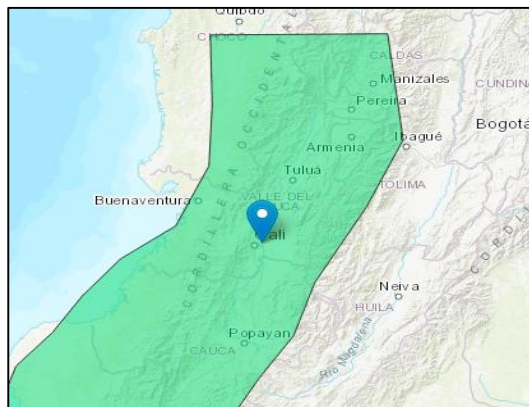
# 4. RESULTADOS Y ANÁLISIS



Relación  $Da$  (cm) vs  $k$ , dependiendo altura del talud para Manizales en Tr 475 años



# 4. RESULTADOS Y ANÁLISIS



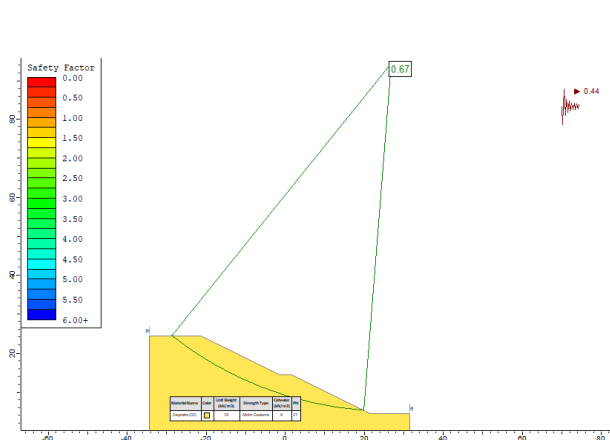
CIUDAD	Cali							
Zona	71	ZONA						
PGA	0,40		Am (g)	Sm (g)	T <sub>0</sub> (s)	T <sub>0</sub> (s)	T <sub>1</sub> (s)	
S1 (1,0 s)	0,2	ZONA 1: CERROS	0,22	0,45	0,17	0,55	3,0	
Ss (0,2 s)	1	ZONA 2: FLUJOS Y SUELO RESIDUAL	0,35	0,85	0,20	1,05	2,0	
Fuente	Subducción	ZONA 3: PIEDEMONTE	0,35	0,85	0,20	1,05	2,0	
NOMBRE	Benioff	ZONA 4A: ABANICO MEDIO DE CALI	0,33	0,75	0,20	0,75	2,0	
		ZONA 4B: ABANICO DISTAL DE CALI Y MENGÁ	ETC	0,28	0,65	0,20	0,70	2,5
NOMBRE	In slab 50	ZONA 4C: ABANICO CAÑAVERALEJO	ETL	0,28	0,50	0,20	1,00	2,5
		ZONA 4D: ABANICO DE MELENDEZ Y LILI	ETC	0,40	1,00	0,25	0,45	2,0
a <sub>gr</sub>	3,69	ZONA 4E: ABANICO DE PANACE	ETL	0,40	0,65	0,25	1,50	2,0
b <sub>gr</sub>	0,768	ZONA 4F: ABANICO DE MELLENDEZ Y LILI		0,28	0,62	0,15	1,20	2,0
M <sub>máx</sub>	7,5	ZONA 5: TRANSICIÓN ABANICOS - LLANURA	ETC	0,25	0,57	0,17	0,95	3,0
M <sub>mín</sub>	6	ZONA 5: TRANSICIÓN ABANICOS - LLANURA	ETL	0,28	0,70	0,17	0,60	2,5
		ZONA 6: LLANURA ALUVIAL	ETL	0,28	0,52	0,17	1,35	2,5
		ZONA 6: LLANURA ALUVIAL		0,25	0,68	0,22	1,15	2,5

H	Mw	Ts = 4H/Vs	Ky	Sa (1.5Ts)	P (D=0)	D (cm)	Desplazamientos admisibles			Coeficiente sísmico de diseño			Am	0.40
							Da (cm)	a	b	k	% k	FS		
10	7.50	0.222	0.259	1.10	0.01	6.77	4.25	3.302	6.702	0.40	1.00	0.81		
	7.50	0.222	0.259	1.10	0.01	6.77	4.87	3.302	6.489	0.38	0.95	0.87		
	7.50	0.222	0.259	1.10	0.01	6.77	8.00	3.302	5.715	0.31	0.78	0.92		
	7.50	0.222	0.259	1.10	0.01	6.77	10.00	3.302	5.367	0.28	0.71	0.96		
	7.50	0.222	0.259	1.10	0.01	6.77	13.00	3.302	4.958	0.25	0.63	1.00		
	7.50	0.222	0.259	1.10	0.01	6.77	15.00	3.302	4.734	0.23	0.59	1.05		
20	7.50	0.222	0.259	1.10	0.01	6.77	20.00	3.302	4.286	0.21	0.52	1.09		
	7.50	0.444	0.193	0.60	0.02	5.64	1.42	3.628	8.480	0.40	1.00	0.71		
	7.50	0.444	0.193	0.60	0.02	5.64	2.30	3.628	7.724	0.34	0.84	0.78		
	7.50	0.444	0.193	0.60	0.02	5.64	3.00	3.628	7.313	0.31	0.77	0.82		
	7.50	0.444	0.193	0.60	0.02	5.64	4.00	3.628	6.864	0.27	0.69	0.87		
	7.50	0.444	0.193	0.60	0.02	5.64	5.00	3.628	6.516	0.25	0.63	0.90		
30	7.50	0.444	0.193	0.60	0.02	5.64	7.00	3.628	5.991	0.19	0.55	1.00		
	7.50	0.667	0.165	0.40	0.03	4.94	0.73	3.846	9.795	0.40	1.00	0.66		
	7.50	0.667	0.165	0.40	0.03	4.94	1.00	3.846	9.308	0.36	0.90	0.70		
	7.50	0.667	0.165	0.40	0.03	4.94	2.00	3.846	8.227	0.29	0.71	0.80		
	7.50	0.667	0.165	0.40	0.03	4.94	3.00	3.846	7.594	0.25	0.62	0.85		
	7.50	0.667	0.165	0.40	0.03	4.94	4.00	3.846	7.145	0.22	0.56	0.89		
40	7.50	0.667	0.165	0.40	0.03	4.94	5.00	3.846	6.797	0.20	0.51	0.92		
	7.50	0.667	0.165	0.40	0.03	4.94	9.00	3.846	5.880	0.16	0.40	1.05		
	7.50	0.889	0.150	0.31	0.13	4.92	0.56	3.983	10.681	0.40	1.00	0.64		
	7.50	0.889	0.150	0.31	0.13	4.92	0.80	3.983	10.116	0.36	0.89	0.68		
	7.50	0.889	0.150	0.31	0.13	4.92	1.20	3.983	9.483	0.31	0.78	0.73		
	7.50	0.889	0.150	0.31	0.13	4.92	1.70	3.983	8.940	0.28	0.70	0.78		
50	7.50	0.889	0.150	0.31	0.13	4.92	2.30	3.983	8.468	0.25	0.63	0.82		
	7.50	0.889	0.150	0.31	0.13	4.92	4.00	3.983	7.605	0.21	0.52	0.89		
	7.50	0.889	0.150	0.31	0.13	4.92	9.38	3.983	6.276	0.15	0.38	1.05		
	7.50	1.111	0.133	0.24	0.19	4.77	0.41	4.121	11.604	0.40	1.00	0.62		
	7.50	1.111	0.133	0.24	0.19	4.77	0.65	4.121	10.890	0.35	0.87	0.67		
	7.50	1.111	0.133	0.24	0.19	4.77	1.00	4.121	10.218	0.31	0.76	0.72		
60	7.50	1.111	0.133	0.24	0.19	4.77	1.30	4.121	9.809	0.28	0.70	0.75		
	7.50	1.111	0.133	0.24	0.19	4.77	1.70	4.121	9.390	0.26	0.65	0.79		
	7.50	1.111	0.133	0.24	0.19	4.77	2.00	4.121	9.137	0.24	0.61	0.81		
	7.50	1.111	0.133	0.24	0.19	4.77	10.45	4.121	6.557	0.14	0.34	1.05		
	7.50	1.333	0.126	0.20	0.29	4.34	0.38	4.219	12.281	0.40	1.00	0.61		
	7.50	1.333	0.126	0.20	0.29	4.34	0.70	4.219	11.318	0.33	0.84	0.68		
70	7.50	1.333	0.126	0.20	0.29	4.34	1.00	4.219	10.761	0.30	0.75	0.72		
	7.50	1.333	0.126	0.20	0.29	4.34	1.20	4.219	10.477	0.28	0.71	0.74		
	7.50	1.333	0.126	0.20	0.29	4.34	1.50	4.219	10.129	0.26	0.66	0.76		
	7.50	1.333	0.126	0.20	0.29	4.34	2.00	4.219	9.680	0.24	0.60	0.80		
	7.50	1.333	0.126	0.20	0.29	4.34	12.00	4.219	6.885	0.13	0.32	1.05		
	7.50	1.556	0.122	0.17	0.40	3.61	0.36	4.306	12.901	0.40	1.00	0.60		
70	7.50	1.556	0.122	0.17	0.40	3.61	0.60	4.306	12.125	0.35	0.87	0.66		
	7.50	1.556	0.122	0.17	0.40	3.61	0.80	4.306	11.676	0.32	0.80	0.69		
	7.50	1.556	0.122	0.17	0.40	3.61	1.20	4.306	11.043	0.28	0.71	0.73		
	7.50	1.556	0.122	0.17	0.40	3.61	1.50	4.306	10.695	0.26	0.66	0.76		
	7.50	1.556	0.122	0.17	0.40	3.61	2.00	4.306	10.246	0.24	0.61	0.79		
	7.50	1.556	0.122	0.17	0.40	3.61	14.17	4.306	7.192	0.12	0.31	1.05		

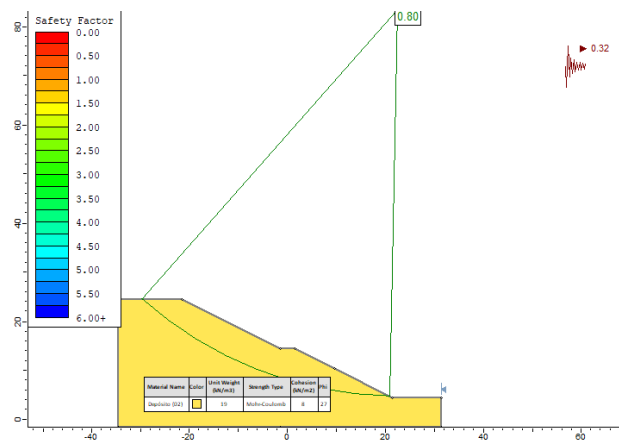
Coeficiente de aceleración horizontal taludes con Vs 180 m/s e inclinación de 27 ° para Cali en Depósito 2 (C 8 kPa φ 21°)



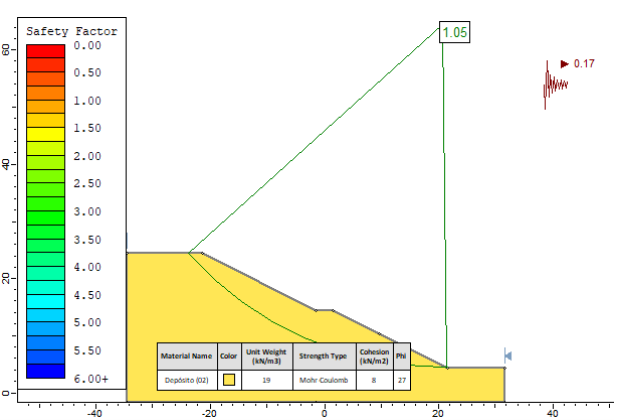
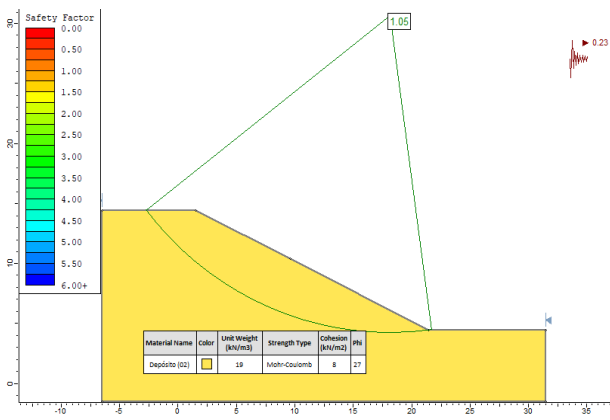
# 4. RESULTADOS Y ANÁLISIS



Análisis de estabilidad pseudo estático bajo la NSR-10 en la ciudad de Cali



El máximo  $D_a$  es de 15,0 cm para un talud de 10,0 m de altura con el cual se logra reducir el  $k$  hasta en un 59 % del valor de  $A_m$ ,  $k = 0,24$ , mientras que para un talud de 70,0 m de altura el  $D_a$  es de 14, 47 cm obteniendo un  $k = 0,12$ , valor que es el 31% de  $A_m$ .



Se concluye que, para taludes con parámetros de resistencia Depósito 2 y con variación de altura entre 10.0 m y 70.0 m los desplazamientos sísmicos admisibles varían entre 9,0 cm y 15 cm y es posible reducir  $A_m$  entre el 31 % y 63 %, obteniendo un coeficiente de aceleración horizontal entre 0.12 y 0.25

Validación de  $k$  (Cali), para taludes del depósito 2 dependiendo de  $D_a$  (cm)

y con FS = 1,05





## 4. RESULTADOS Y ANÁLISIS

Un talud con depósito 7 C 42 kPa  $\phi$  25.5° y Vs de 180 m/s y se evidencia que,  $Da < a$  3,0 cm, sin embargo, es posible reducir hasta el 55% el Am y obtener k, entre 0,22 a 0,36 .

Con Vs = 360 m/s

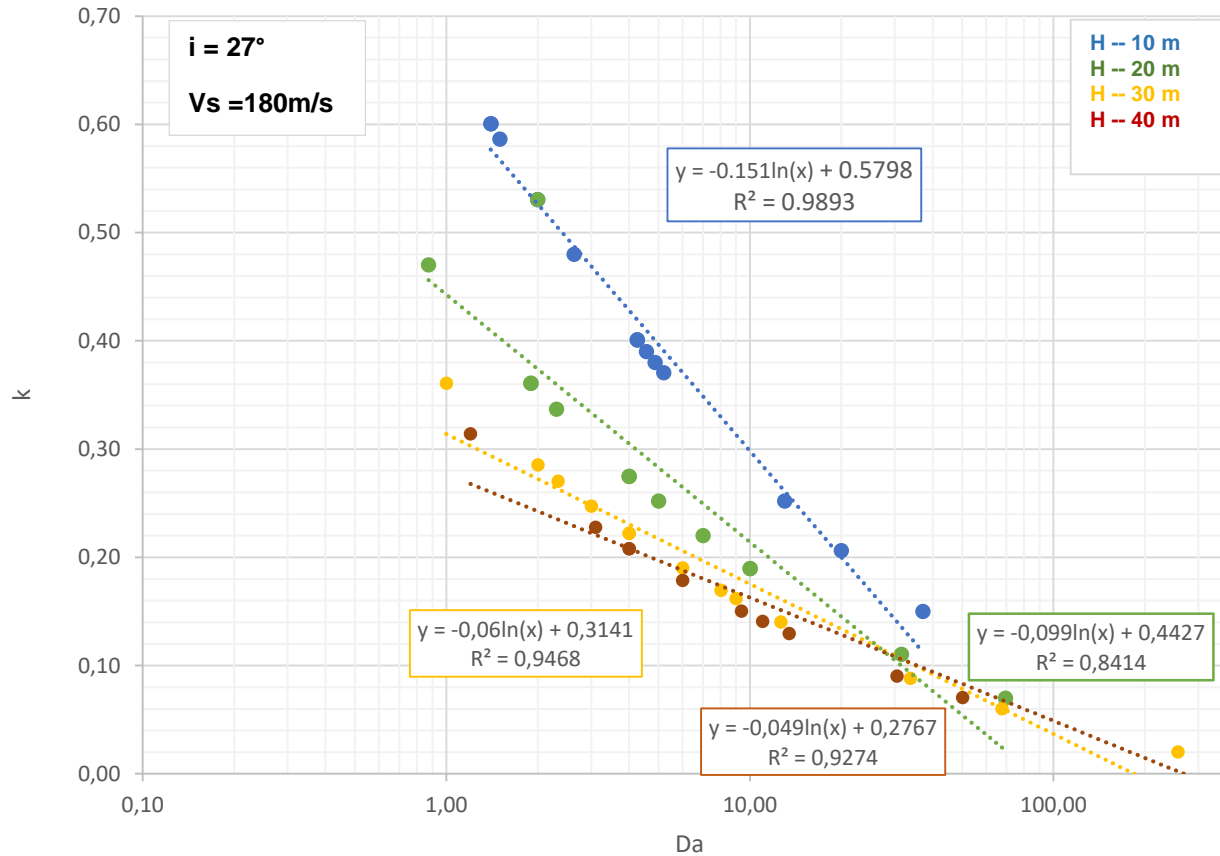
Da (cm) aumenta con la inclinación del talud desde valores máximos de 3,45 cm, 15,5 cm y 24,9 cm para 27°, 37° y 45°, respectivamente y se obtiene k entre 0,11 y 0,23 reduciendo Am entre el 28 % y 57% .

Vs = 760 m/s es posible ver que Da (cm) incremento con la inclinación de corte del talud con valores máximos de 20,0 cm, 33,5 cm y 61,2 cm para 27°, 37° y 45° grados respectivamente. Con los Da (cm) se obtiene valores de coeficiente de aceleración horizontal, k entre 0,15 y 0,36 lo que indica que se reduce el Am entre el 37 % y 90% .

H	Mw	Ts = 4H/Vs	Ky	Sa (1.3Ts)	P (D=0)	D (cm)	Desplazamientos admisibles Da (cm)	Coeficiente sísmico de diseño			Am % k	0.40 FS
								a	b	k		
10	7.50	0.222	0.755	1.10	0.84	0.39	1.40	3.302	8.434	0.60	1.50	1.00
	7.50	0.222	0.755	1.10	0.84	0.39	4.26	3.302	6.699	0.40	1.00	1.44
	7.50	0.222	0.755	1.10	0.84	0.39	8.00	3.302	5.715	0.31	0.78	1.72
	7.50	0.222	0.755	1.10	0.84	0.39	10.00	3.302	5.367	0.28	0.71	1.79
	7.50	0.222	0.755	1.10	0.84	0.39	13.00	3.302	4.958	0.25	0.63	1.88
	7.50	0.222	0.755	1.10	0.84	0.39	15.00	3.302	4.734	0.24	0.59	1.93
	7.50	0.222	0.755	1.10	0.84	0.39	20.00	3.302	4.286	0.21	0.52	2.02
20	7.50	0.444	0.471	0.60	0.76	0.51	0.87	3.628	9.237	0.47	1.18	1.00
	7.50	0.444	0.471	0.60	0.76	0.51	1.90	3.628	8.025	0.36	0.90	1.21
	7.50	0.444	0.471	0.60	0.76	0.51	3.00	3.628	7.313	0.31	0.77	1.27
	7.50	0.444	0.471	0.60	0.76	0.51	4.00	3.628	6.864	0.27	0.69	1.33
	7.50	0.444	0.471	0.60	0.76	0.51	5.00	3.628	6.516	0.25	0.63	1.38
	7.50	0.444	0.471	0.60	0.76	0.51	7.00	3.628	5.991	0.22	0.55	1.46
	7.50	0.444	0.471	0.60	0.76	0.51	10.00	3.628	5.434	0.19	0.47	1.54
30	7.50	0.667	0.365	0.40	0.70	0.56	0.73	3.846	9.795	0.40	1.00	0.96
	7.50	0.667	0.365	0.40	0.70	0.56	1.00	3.846	9.308	0.36	0.90	1.00
	7.50	0.667	0.365	0.40	0.70	0.56	2.33	3.846	7.986	0.27	0.68	1.14
	7.50	0.667	0.365	0.40	0.70	0.56	3.00	3.846	7.594	0.25	0.62	1.21
	7.50	0.667	0.365	0.40	0.70	0.56	4.00	3.846	7.145	0.22	0.56	1.26
	7.50	0.667	0.365	0.40	0.70	0.56	5.00	3.846	6.797	0.20	0.51	1.31
	7.50	0.667	0.365	0.40	0.70	0.56	6.00	3.846	6.513	0.19	0.48	1.34
40	7.50	0.889	0.302	0.31	0.95	0.71	0.56	3.983	10.681	0.40	1.00	0.87
	7.50	0.889	0.302	0.31	0.95	0.71	0.80	3.983	10.116	0.36	0.89	0.92
	7.50	0.889	0.302	0.31	0.95	0.71	1.20	3.983	9.483	0.31	0.78	1.00
	7.50	0.889	0.302	0.31	0.95	0.71	1.70	3.983	8.940	0.28	0.70	1.04
	7.50	0.889	0.302	0.31	0.95	0.71	2.30	3.983	8.468	0.25	0.63	1.09
	7.50	0.889	0.302	0.31	0.95	0.71	3.10	3.983	8.005	0.23	0.57	1.18
	7.50	0.889	0.302	0.31	0.95	0.71	5.00	3.983	7.257	0.19	0.48	1.22
50	7.50	1.111	0.266	0.24	0.97	0.68	0.41	4.121	11.604	0.40	1.00	0.82
	7.50	1.111	0.266	0.24	0.97	0.68	0.65	4.121	10.890	0.35	0.87	0.88
	7.50	1.111	0.266	0.24	0.97	0.68	1.00	4.121	10.218	0.31	0.76	0.95
	7.50	1.111	0.266	0.24	0.97	0.68	1.30	4.121	9.809	0.28	0.70	1.00
	7.50	1.111	0.266	0.24	0.97	0.68	1.70	4.121	9.390	0.26	0.65	1.02
	7.50	1.111	0.266	0.24	0.97	0.68	2.00	4.121	9.137	0.24	0.61	1.05
	7.50	1.111	0.266	0.24	0.97	0.68	4.16	4.121	7.996	0.19	0.48	1.07
60	7.50	1.333	0.242	0.20	0.98	0.67	0.38	4.219	12.281	0.40	1.00	0.78
	7.50	1.333	0.242	0.20	0.98	0.67	0.70	4.219	11.318	0.33	0.84	0.86
	7.50	1.333	0.242	0.20	0.98	0.67	1.00	4.219	10.761	0.30	0.75	0.90
	7.50	1.333	0.242	0.20	0.98	0.67	1.20	4.219	10.477	0.28	0.71	0.93
	7.50	1.333	0.242	0.20	0.98	0.67	1.50	4.219	10.129	0.26	0.66	0.96
	7.50	1.333	0.242	0.20	0.98	0.67	2.00	4.219	9.680	0.24	0.60	1.00
	7.50	1.333	0.242	0.20	0.98	0.67	5.69	4.219	8.049	0.17	0.43	1.03
70	7.50	1.556	0.222	0.17	0.98	0.64	0.36	4.306	12.901	0.40	1.00	0.76
	7.50	1.556	0.222	0.17	0.98	0.64	0.60	4.306	12.125	0.35	0.87	0.81
	7.50	1.556	0.222	0.17	0.98	0.64	0.80	4.306	11.676	0.32	0.80	0.85
	7.50	1.556	0.222	0.17	0.98	0.64	1.20	4.306	11.043	0.28	0.71	0.90
	7.50	1.556	0.222	0.17	0.98	0.64	1.50	4.306	10.695	0.26	0.66	0.93
	7.50	1.556	0.222	0.17	0.98	0.64	2.00	4.306	10.246	0.24	0.61	0.97
	7.50	1.556	0.222	0.17	0.98	0.64	2.72	4.306	9.769	0.22	0.55	1.00



# 4. RESULTADOS Y ANÁLISIS



Relación  $Da$  (cm) vs  $k$ , dependiendo altura del talud para Cali en Tr 475 años



## 5. CONCLUSIONES

El procedimiento propuesto estima un índice de desplazamiento sísmico admisible que **no** son estimaciones precisas dado que, para ser exactos se requieren conocimientos adicionales realizando análisis avanzados. Sin embargo, al tener una idea del rango esperado el procedimiento propuesto es útil y también puede proporcionar estimaciones razonables para casos en los que no se justifiquen análisis avanzados.

Se determinan los coeficientes de aceleración horizontal,  $k$  con los que se alcanzan  $\geq FS 1,0$  involucrando los desplazamientos sísmicos admisibles, características geometrías, entorno sismogénicos y espectro sísmico.

**Identificando que no es posible generalizar los resultados en razón que cada caso de análisis depende de las características propias.**

**Para la aplicación de los procedimientos, se recomienda adecuada caracterización de resistencia y asignación de características sísmicas.**



## 5. CONCLUSIONES

Con el fin de calibrar los procedimientos, se recomienda la implementación de instrumentación y monitoreo en los taludes en los cuales se implemente el procedimiento.

Con la implementación de este procedimiento se aporta un soporte técnico para la escogencia de un coeficiente de aceleración horizontal  $k$ , para emplear en un análisis de estabilidad pseudoestático según lo establecido en la NSR-10 y CCP-14 involucrando los desplazamientos sísmicos admisibles en el cálculo del  $k$ , entorno sísmológico, características geométrica y de resistencia, aceleración espectral y que alcanzan los factores de seguridad mínimos.

**Así mismo, cuando se logra mejorar la escogencia del coeficiente  $k$ , en la practica profesional conlleva como a la optimización en el planteamiento de obras / medidas de contención y estabilización en condición pseudoestático, y finalmente la viabilización de recursos económicos.**



# ¡GRACIAS!

**¿Preguntas?**  
**@correodecontacto**



**XVII CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTÉCNIA “EVALUACIÓN Y  
GESTIÓN DE RIESGOS GEOTÉCNICOS CON ÉNFASIS EN LOS  
EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO”**

**14 al 18 de Noviembre de 2022**



**DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES MECÁNICAS DEL  
SUELO EMPLEANDO LA TÉCNICA DPIV**

**Wrangel Guerrero<sup>1</sup>, Ray Támara<sup>2</sup>, Mauricio Tapias<sup>3</sup>**

**<sup>1,2,3</sup>Facultad de Ingeniería – Sede Bogotá  
Universidad Nacional de Colombia**



# CONTENIDO

1. Introducción
2. Generalidades de la técnica DPIV
3. Breve contextualización matemática
4. Aplicaciones de la técnica DPIV en el campo de la geotecnia.
5. Montaje experimental
6. Análisis y resultados obtenidos
7. Pasos a seguir
8. Bibliografía



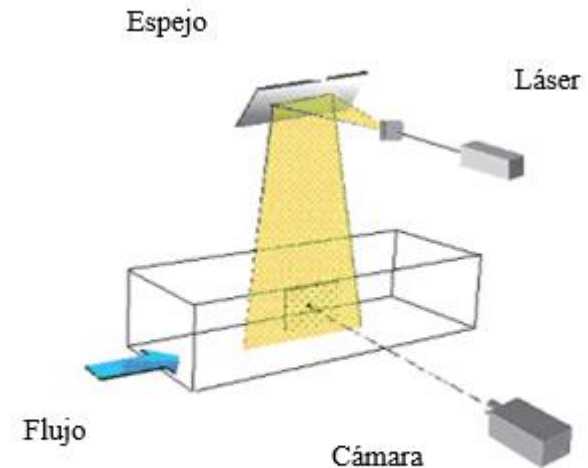
## Introducción

- Los resultados presentados hacen parte del proyecto “Estudio de la rotura de gravas usando la técnica DPIV” financiado por la facultad de Ingeniería – Sede Bogotá y la vicerrectoría de investigación de la Universidad Nacional de Colombia, dentro del marco “***Apoyo a proyectos de investigación y Creación artística de la Universidad Nacional de Colombia - 2019***”.
- Estos resultados corresponden con la evaluación preliminar de la aplicación de la metodología para problemas geotécnicos convencionales..
- La metodología DPIV permite determinar el campo lagrangiano de velocidades del flujo, a partir del seguimiento de trazadores, los cuales son incluidos dentro del flujo. (Prasad, 2000)
- Para el caso de aplicaciones geotécnicas, el trazador adicionado se convierte en algunos de los granos que conforman el material a ensayar (White, 2001; DUAN, WANG, & YUAN, 2019), o puede ser los detritos que hacen parte de un flujo (Koo, 2016).



# Introducción

- La técnica de *Velocimetría de imágenes digitales*, DPIV, (por sus siglas en inglés) es una metodología desarrollada inicialmente en el campo de la mecánica de fluidos para el estudio de flujos, pero se ha ido extendiendo a diferentes áreas de conocimiento, tales como la medicina y la ingeniería geotécnica. (Forliti et al, 2000).
- Para el empleo de la metodología DPIV se requieren los siguientes componentes:
  - Dispositivo de obtención de imágenes digitales.
  - Sección de visualización del movimiento del flujo /trazadores.
  - Fuente de iluminación.
  - Computadora personal para el procesamiento de las imágenes.

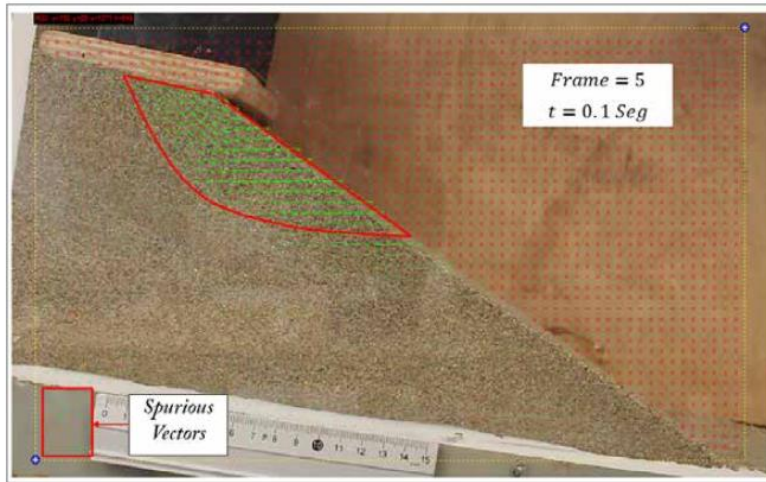


**Fig. 1:** Esquema básico de montaje DPIV

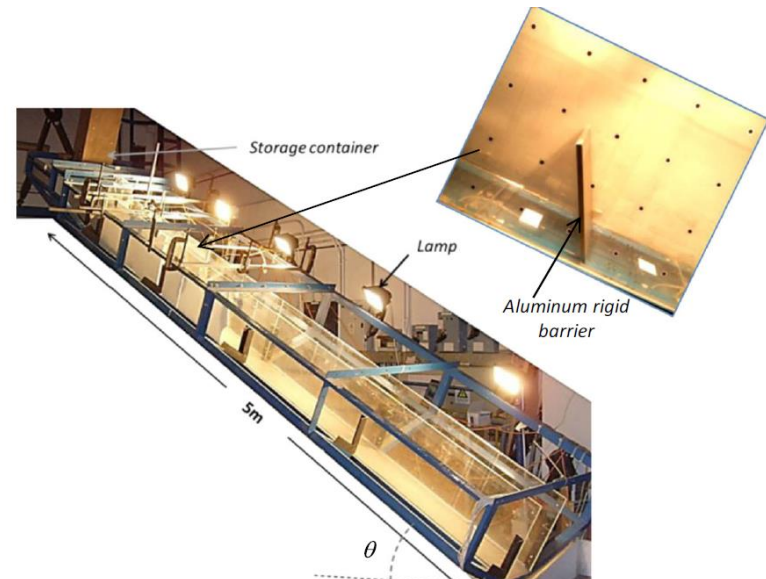


# Introducción

- Algunas aplicaciones en la geotecnia de la metodología DPIV.



**Fig. 2:** Análisis de la respuesta de un talud y determinación de superficie de falla (Ruiz, 2014)



**Fig. 3:** Canal de análisis de flujos de detritos para la determinación de velocidades de impacto y cuantificación de la energía (Koo, 2016).

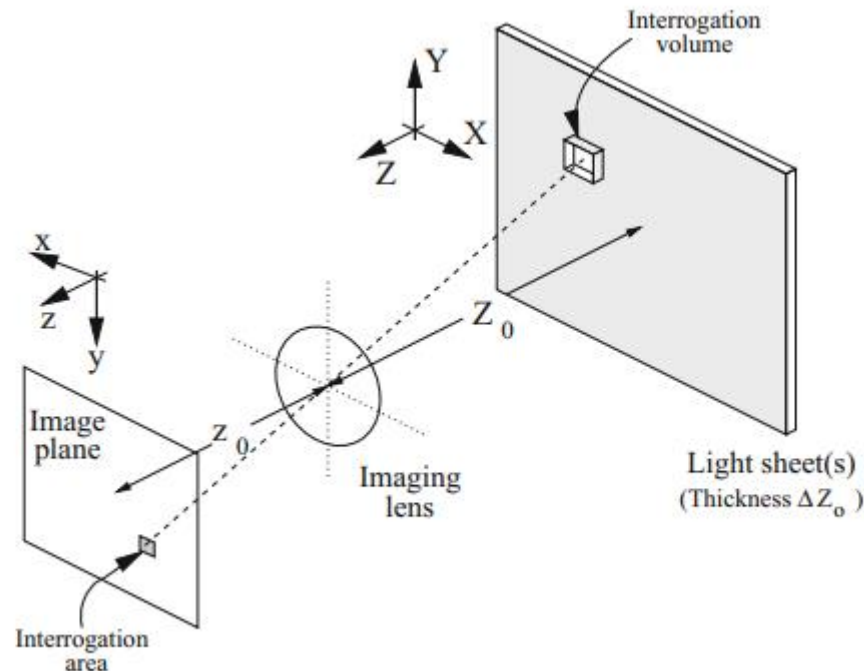




## Trasfondo matemático empleado

- La técnica DPIV se basa en los análisis estadísticos para los trazadores presentes en la sucesión de imágenes, a partir de la correlación cruzada que existe entre cada uno de los puntos a seguir dentro de las denominadas zonas o ventanas de interrogación (Brossard et al., 2015; Prasad, 2000).

**Fig 4 :**  
Representación esquemática de la imagen geométrica (Raffel et al, 2017).





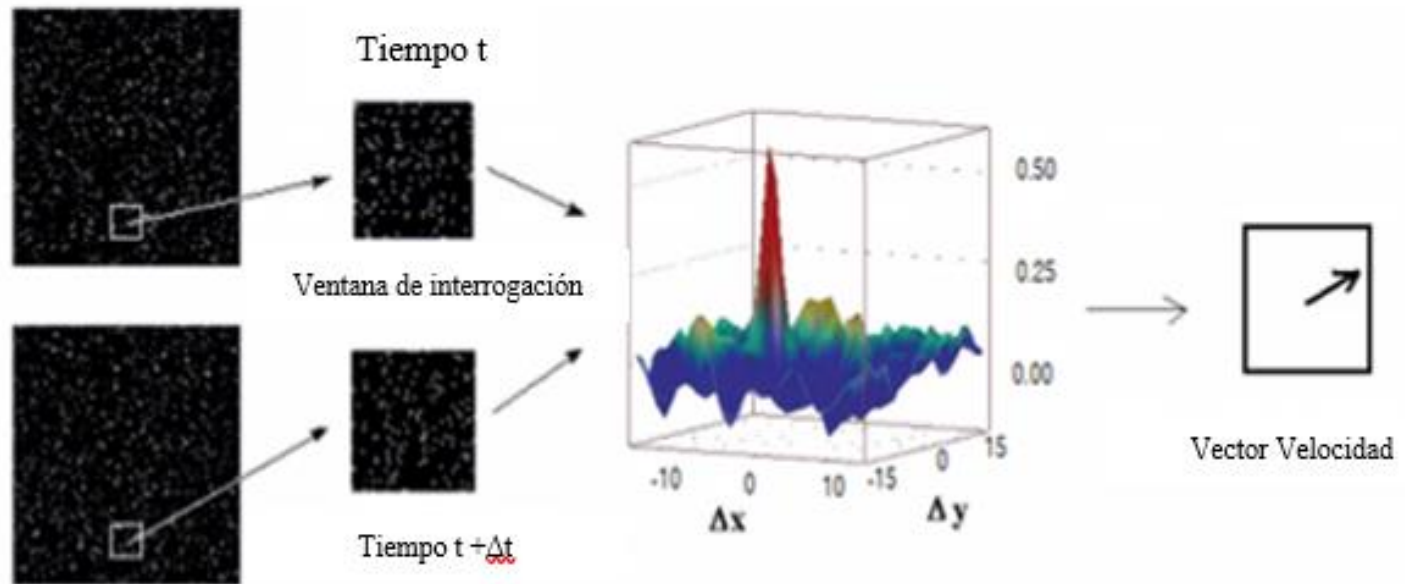
## Trasfondo matemático empleado

- El esquema del proceso de determinación de los vectores de velocidad, para cada uno de los trazadores o partículas de interés se presenta a continuación.
  - I. Determinación espacial de los trazadores para el tiempo  $t$
  - II. Correlación cruzada entre cada trazador
  - III. Determinación del pico de *match* y asignación de posición del trazador en el tiempo  $t+1$
  - IV. Cálculo de la velocidad promedio para cada uno de los trazadores involucrados.



## Trasfondo matemático empleado

- Proceso gráfico de la determinación de los vectores de velocidad.



**Fig 4 :** Esquema de la metodología de correlación cruzada en PIV (Ruiz, 2014)



## Montaje experimental realizado

- Para el montaje, se empleó una cámara digital convencional con las siguientes características:

Especificaciones NIKON Z50	
Tamaño	127 x 94 x 60 mm
Peso	397 g
Sensor	APS-C (23.5 X 15,6 mm)
Megapíxeles	21 megapíxeles
Tamaño máximo fotografía	5568 x 3712
Resolución destacada de grabación	4K 30 fps - 1080 120 fps
Factor de recorte.	1.5
Objetivo incorporado	Para Full frame, 16 mm a 50 mm (16-50)
Modo Disparo continuo	4, 6 y 11 fotografías por minuto
Valores ISO	Cámara: ISO 100 - 51200 Digital: Hasta 204800
Velocidad de obturación	1/4000 segundos
Conectividad	Bluetooth: Wifi : USB : HDMI tipo D

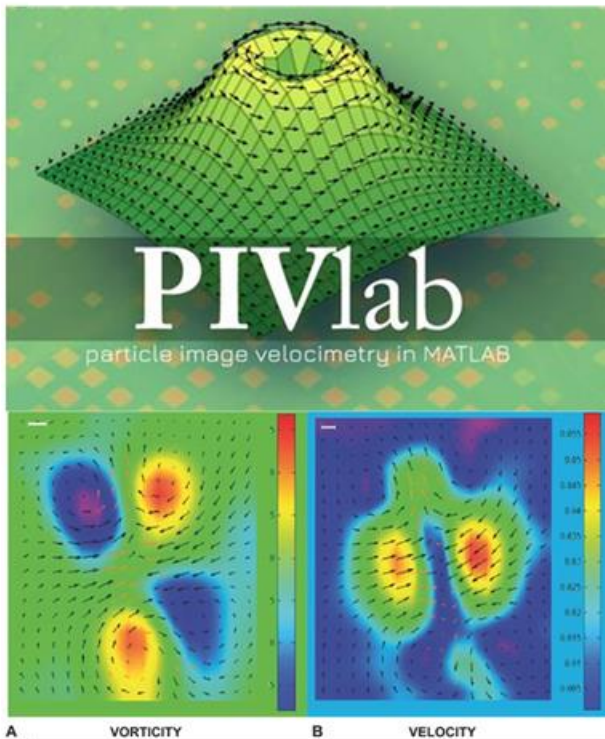


**Fig 5 : Izq.** Cámara fotográfica empleada.  
**Der.** Muestra de suelo ensayada.





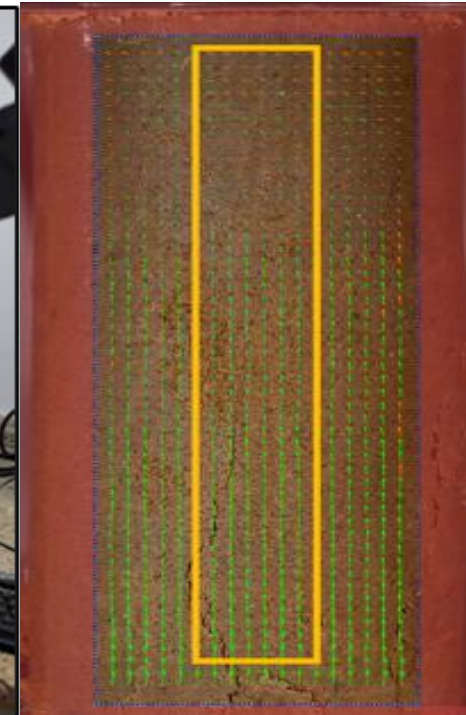
## Montaje experimental realizado



**Fig 5 :Software empleado PivLAB, Thielicke (2021).**



**Fig 6: Máquina de carga HUMBOLDT HM-3000**



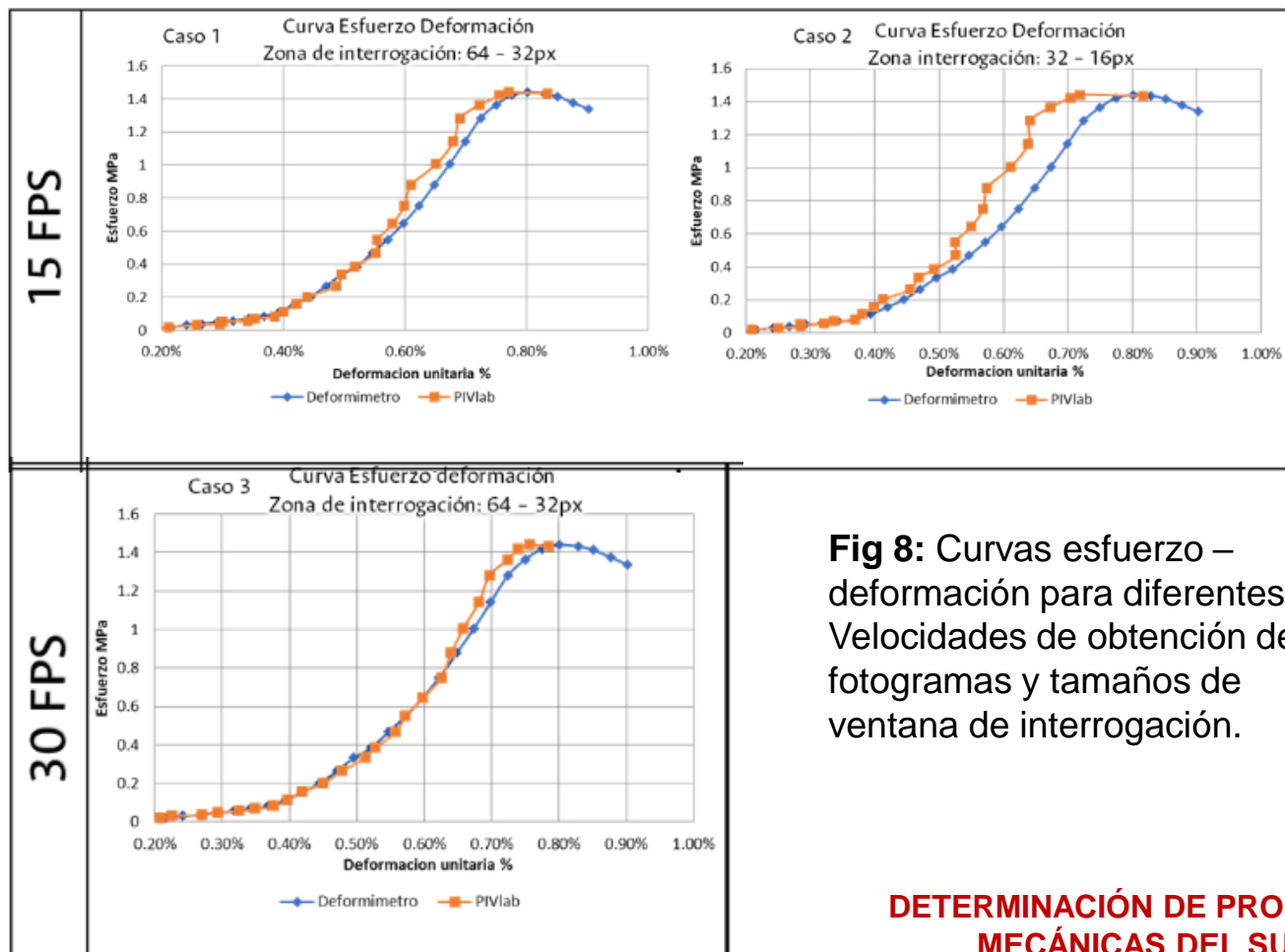
**Fig 7: Ventana de interrogación para análisis DPIV.**





# Análisis y resultados obtenidos

- Se determinó el módulo de elasticidad y la relación de Poisson para cada configuración determinada.

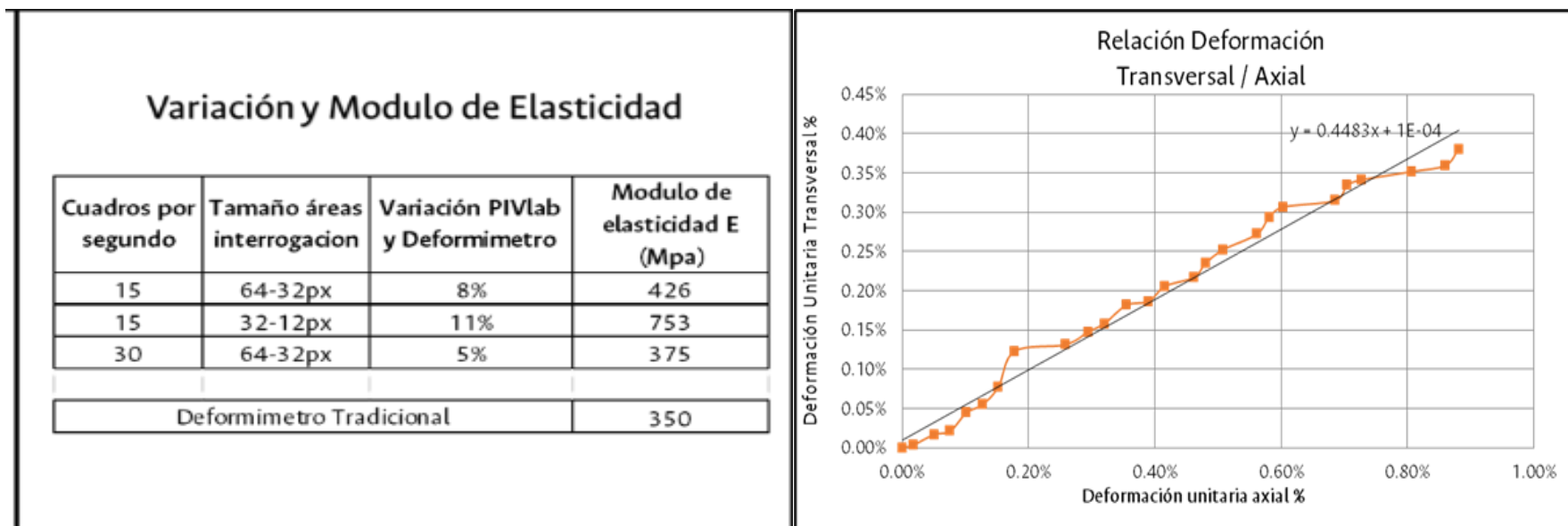


**Fig 8:** Curvas esfuerzo – deformación para diferentes Velocidades de obtención de fotogramas y tamaños de ventana de interrogación.



## Análisis y resultados obtenidos

- Se establecieron 3 ventanas de interrogación y 3 velocidades de fotogramas para evaluar la respuesta y precisión del método.
- Se determinó el módulo de elasticidad y la relación de Poisson para cada configuración determinada



**Fig 9:** Izq. Resultados obtenidos para diferentes ventanas de interrogación y velocidad de fotogramas. Der. Obtención de relación de Poisson en condición no-drenada.



## Pasos a seguir

1. Optimización de la adquisición de datos y mejora en la calidad de la iluminación.
2. Aplicaciones de la técnica DPIV en el análisis de la rotura de gravas, teniendo en cuenta la forma, posición y esfuerzo al que se encuentra sometido.
3. Determinación de los esfuerzos a los que se encuentran las partículas dentro de un ensayo edométrico.
4. Apropiación y uso de la metodología para la comprensión y estudio de mecanismos de falla en diferentes problemas de la geotecnia.



## Conclusiones

- La técnica de Velocimetría de Partículas con Imágenes Digitales (DPIV) es una técnica de bajo costo, rápida instalación y buena fiabilidad que puede ser empleada como medida adicional en la determinación de parámetros elásticos de suelos bajo condiciones no-drenadas.
- Es bastante práctica y de fácil aplicación, requiriendo únicamente la obtención de las imágenes y un computador personal para su procesamiento.
- La fiabilidad de los resultados se encuentra en función de la velocidad de obtención de los fotogramas y del tamaño de las ventanas de interrogación definidas. A mayor velocidad y tamaño, mejor es la respuesta de la metodología.
- Presenta una alta potencialidad en el estudio de la respuesta de los materiales bajo diferentes acciones en la micro y macroestructura, comportamiento mecánico del material, análisis de propiedades mecánicas, análisis de mecanismos de rotura, entre otras.



## Bibliografía

- Adrian, R. J. (2005). Twenty years of particle image velocimetry. *Experiments in Fluids*, 39(2), 159–169. <http://doi.org/10.1007/s00348-005-0991-7>
- Thielicke, W., & Sonntag, R. (2021). Particle Image Velocimetry for MATLAB: Accuracy and enhanced algorithms in PIVlab. *Journal of Open Research Software*, 9. Ubiquity Press, Ltd. Retrieved from <https://doi.org/10.5334%2Fjors.334>
- Brossard, C., Monnier, J. C., Barricau, P., Vandernoot, F. X., Sant, Y. Le, Besnerais, G. Le, Sant, Y. Le. (2015). Principles and applications of particle image velocimetry Principles and applications. *Optical Diagnostics of Flow*, 13.
- DUAN, X., WANG, Y., & YUAN, X. (2019). State-of-the-art Review of Particle Image Velocimetry (PIV) in Geotechnical Engineering. *DEStech Transactions on Computer Science and Engineering*, (ammms), 482–488. <http://doi.org/10.12783/dtcse/ammms2018/27324>
- Forliti, D. J., Strykowski, P. J., & Debatin, K. (2000). Bias and precision errors of digital particle image velocimetry. *Experiments in Fluids*, 28(5), 436–447. <http://doi.org/10.1007/s003480050403>





## Bibliografía

- Prasad, A. K. (2000). Particle image velocimetry. *Current Science*, 79(1), 51–60.
- Raffel M., Willie C., Scarano F., Kähler C., Wereley S., Kompenhans J. (2017). *Particle Image Velocimetry: A practical guide*.
- Ruiz Morales, A. E., & Lloret, A. (2014). Evaluación Del PIV Como Método De Medida En Geotecnia, 1–130. Retrieved from <http://upcommons.upc.edu/handle/2099.1/25452>
- Koo, R., Julian, Ng, Lam, Carlos, Choi, . Pun. (2016). Velocity attenuation of debris flows and a new momentum-based load model for rigid barriers. *Landslides*. doi:14.10.1007/s10346-016-0715-5.
- White, D. J., Take, W. A., & Bolton, M. D. (2001). Measuring soil deformation in geotechnical models using digital images and PIV analysis. 10th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, 997–1002. Retrieved from [http://www-civ.eng.cam.ac.uk/geotech\\_new/people/bolton/mdb\\_pub/99\\_IACMAG\\_2001\\_Proc\\_997\\_1002.pdf](http://www-civ.eng.cam.ac.uk/geotech_new/people/bolton/mdb_pub/99_IACMAG_2001_Proc_997_1002.pdf)



# ¡GRACIAS!

**¿Preguntas?**

**weguerrerom@unal.edu.co**