

04 **Octubre - diciembre de 2014**

ISSN 0121-5132  
P.V.P. Colombia \$12.000,00



Tarifa postal reducida N.º 2014-107 4-72  
Servicios Postales Nacionales S.A.  
Vence 31 de diciembre de 2014 - ISSN 0121-5132

- **Piketty y distribución con crecimiento.**
- **Análisis de esfuerzos en excavaciones en suelos blandos.**
- **Estado del arte del ensayo de fracturamiento hidráulico.**
- **Incidencia de las zonas de fallas geológicas en los túneles en roca de Colombia.**
- **Consecuencias ambientales por fallo o rotura de presas en el marco del análisis de riesgos.**
- **Análisis del cambio de temperatura en Bogotá, D.C., durante los últimos 20 años.**
- **Cartas de control para lotes pequeños.**

REVISTA DE LA ESCUELA COLOMBIANA DE

# Ingeniería

**96**

ESCUELA  
COLOMBIANA  
DE INGENIERÍA  
JULIO GARAVITO

## CONSEJO DIRECTIVO DE LA ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA

**PRESIDENTE** GERMÁN EDUARDO ACERO RIVEROS

**VOCALES** MYRIAM ASTRID ANGARITA GÓMEZ  
SANDRA XIMENA CAMPAGNOLI MARTÍNEZ  
RICARDO QUINTANA SIGHINOLFI  
HÉCTOR ALFONSO RODRÍGUEZ DÍAZ  
JAIRO ALBERTO ROMERO ROJAS  
GERMÁN RICARDO SANTOS GRANADOS  
EDUARDO SILVA SÁNCHEZ  
JAIRO URIBE ESCAMILLA  
OSWALDO CASTILLO NAVETTY  
(representante de los profesores)  
JUAN ENRIQUE ALONSO BAUTISTA  
(representante de los estudiantes)

**RECTOR** ROBERTO RÍOS MARTÍNEZ

**SECRETARIO** RICARDO ALFREDO LÓPEZ CUALLA

## REVISTA DE LA ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA

**DIRECTOR** JAIRO ALBERTO ROMERO ROJAS

**COMITÉ EDITORIAL** GERMÁN EDUARDO ACERO RIVEROS  
CLAUDIA RÍOS REYES  
PAULA XIMENA RÍOS REYES  
HÉCTOR ALFONSO RODRÍGUEZ DÍAZ  
RICARDO SALAZAR FERRO  
GERMÁN RICARDO SANTOS GRANADOS

**DIRECCIÓN EDITORIAL** CRISTINA SALAZAR PERDOMO

**EDICIÓN** **DISEÑO Y DIAGRAMACIÓN**  
JORGE CAÑAS SEPÚLVEDA  
**CORRECCIÓN DE ESTILO**  
ELKIN RIVERA GÓMEZ  
**TRADUCCIÓN Y CORRECCIÓN DE ESTILO EN INGLÉS**  
DAVID PEÑA CITA

**DIRECCIÓN COMERCIAL** EDITORIAL ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA

Versión digital disponible en <http://www.escuelaing.edu.co/revista.htm>

AUTOPISTA NORTE AK 45 N.º 205-59  
TEL.: (57-1) 668 3600, EXT. 533  
[revista@escuelaing.edu.co](mailto:revista@escuelaing.edu.co)  
BOGOTÁ, D.C., COLOMBIA

LA ESCUELA Y LA REVISTA NO SON RESPONSABLES DE LAS IDEAS Y CONCEPTOS EMITIDOS POR LOS AUTORES DE LOS TRABAJOS PUBLICADOS. SE AUTORIZA LA REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL DE LOS ARTÍCULOS DE LA REVISTA SI SE CITAN LA FUENTE Y EL AUTOR.

# Contenido

## 5 / EDITORIAL

### Las redes sociales y el estudiante universitario

*Claudia Ríos Reyes*

## 9-19

### Piketty y distribución con crecimiento

*Eduardo Sarmiento Palacio*

Piketty realiza una gran contribución al revelar que el retorno del capital se ha mantenido dentro de siglos por encima del crecimiento del producto. Sin embargo, incurre en el serio error de atribuirlo a una elevación de la productividad que tiende a sostenerse por sí sola. En este caso, estaríamos ante un dictamen irremediable de la naturaleza y el sistema en su conjunto. El mundo no tendría más alternativa que vivir con la desigualdad creciente.

## 21-29

### Análisis de esfuerzos en excavaciones en suelos blandos

*Ricardo Salazar Ferro - Camilo Alexis Romero Porras*

En este artículo se presenta el análisis de esfuerzos en excavaciones profundas apuntaladas, realizadas en suelos blandos de la ciudad de Bogotá; se analizó el comportamiento de los esfuerzos para distintas etapas de construcción utilizando elementos finitos (Plaxis 2D) y se comparó con aquellos asumidos en las metodologías tradicionales. Las propiedades del suelo y las lecturas de inclinómetros se obtuvieron de tres proyectos ejecutados en la zona norte de Bogotá.

## 31-45

### Estado del arte del ensayo de fracturamiento hidráulico

*Jorge Iván Castiblanco Rojas - Ramiro Gutiérrez Rodríguez*

En este artículo se proporciona el estado del arte del ensayo de fracturamiento hidráulico tanto en campo como en laboratorio. Se presenta su historia, pasando por los equipos necesarios y llegando hasta su interpretación. Luego se recopila la información de los ensayos de fracturamiento hidráulico que se han recreado en el laboratorio, y se muestran los procedimientos y equipos necesarios para la ejecución de este tipo de pruebas.

## 47-60

### Incidencia de las zonas de fallas geológicas en los túneles en roca de Colombia

*Viviana Ramírez Arévalo - Ramiro Gutiérrez Rodríguez*

Con el fin de evaluar la incidencia de las zonas de falla en los túneles en roca de Colombia, en primer lugar se definieron

# Contenido

conceptos de geología estructural que permitieran revisar los tipos de rocas existentes, sus características, los tipos de fallas y las deformaciones de la corteza terrestre. A continuación se estudió la geología colombiana, identificando los principales tipos de roca y formaciones geológicas, y la gran variedad de tipos de rocas que existen en la geografía colombiana.

## **61-71**

### **Consecuencias ambientales por fallo o rotura de presas en el marco del análisis de riesgos**

*Roger Rodríguez Moreno - Jairo Alberto Romero Rojas*

En este artículo se muestra el análisis de las consecuencias ambientales por falla o rotura de presa en el marco del análisis de riesgos, teniendo como caso de estudio el proyecto Hidrosogamoso, el cual cuenta con licencia ambiental y se encuentra en fase de construcción.

## **73-85**

### **Análisis del cambio de temperatura en Bogotá, D.C., durante los últimos 20 años**

*María Alessandra Dávila Ramírez - Jairo Alberto Romero Rojas*

En este artículo se presenta un análisis de la variación de las temperaturas máximas, medias y mínimas mensuales de seis estaciones ubicadas en la ciudad de Bogotá, D.C., durante los periodos 1993-2002 y 2003-2012.

## **87-92**

### **Cartas de control para lotes pequeños**

*Jesús Barrera Cobos*

En el sector industrial, durante el proceso de fabricación se hace indispensable poder “ver” el comportamiento que presentan las características de importancia, de manera que de requerirse se realicen los correctivos que lleven a que los productos estén dentro de las especificaciones establecidas por el cliente. Entre las herramientas que se tienen para poder “ver” están las cartas de control.

## **93 / NOTICIAS**

Homenaje al ingeniero Luis Guillermo Aycardi Barrero

## **96 / ALCANCE Y POLÍTICAS**

# Editorial

## Las redes sociales y el estudiante universitario

**CLAUDIA RÍOS REYES**

Profesora asistente del Centro de Estudios Geotécnicos y directora de la especialización en Ingeniería de Fundaciones de la Escuela Colombiana de Ingeniería.

claudia.rios@escuelaing.edu.co

Para nadie es un secreto que el acceso a la tecnología es, cada día, más inmediato; los teléfonos inteligentes, cada vez con más aplicaciones, están al alcance de todos, incluidos los estudiantes universitarios. Es así como los profesores nos enfrentamos a grupos de alumnos con teléfonos de gran capacidad, con la posibilidad de acceder a cualquier tipo de información, gracias a las conexiones a internet, en cualquier momento y en cualquier lugar.

Pero los estudiantes no sólo están conectados a la red, sino que además tienen la posibilidad de estar en contacto con millones de personas a través de las ya famosas y muy exitosas redes sociales. Facebook, Twitter, YouTube e Instagram, por mencionar apenas algunas, son las que nuestros estudiantes más consultan y actualizan permanentemente. Facebook permite crear perfiles personales a partir de los cuales es posible generar grupos, páginas –de organizaciones y empresas– o eventos –entre muchas otras cosas–, en los que el usuario puede incluir fotos, comentarios y actualizaciones; los usuarios de Facebook se conectan entre sí “haciéndose amigos”, siguiendo los perfiles deseados o marcando con un “Me gusta” las páginas de su interés. En Twitter también se crean perfiles personales, desde los cuales se pueden enviar mensajes de texto de máximo 140 caracteres; los usuarios tienen la posibilidad de seguir los textos de otros, contestar a algo que leen, subir fotos, retuitear algún mensaje y así generar gigantescas redes de opinión. YouTube es un sitio web

en el que se pueden subir y compartir videos de todo tipo, y así como en Facebook y en Twitter, los usuarios se siguen unos a otros, indicando sus preferencias y gustos. Por último, Instagram es una aplicación para teléfonos inteligentes, a través de la cual se pueden compartir fotografías y videos cortos, en la que los usuarios pueden seguirse entre sí, hacer comentarios y marcar lo que les gusta.

La utilización de estas redes sociales va en aumento en todos los ámbitos. Es así como Irene Larraz, redactora del periódico *El Tiempo*, en su artículo “Correo electrónico, de maravilla a pesadilla” (1), del domingo 26 de octubre de 2014, cita a Microsoft para decir que “la mitad de las empresas usarán las redes sociales para mejorar sus comunicaciones internas en el 2016 y el 30 % de ellas las consideran igual de importantes al correo electrónico y a los celulares”.

De acuerdo con las estadísticas de la página Newsroom, de Facebook (2), para septiembre de 2014 esta red social contaba con 1.350 millones de usuarios activos, de los cuales aproximadamente un 82 % son de países diferentes de Estados Unidos y Canadá. Por su parte, Twitter tenía en julio del año en curso 645.750.000 de cuentas (3) –el 77 % de las cuales no son de Estados Unidos (4)–, desde las que se envían 500 millones de tuits al día. Así mismo, Instagram cuenta con cerca de 200 millones de usuarios, de los cuales el 65 % es de fuera de Estados Unidos, y se suben en promedio 60 millones de fotos diarias (5, 6). A su vez, YouTube tiene

más de mil millones de usuarios y el 80 % del tráfico procede de países distintos de Estados Unidos (7).

Aunque el Ministerio de Tecnologías de la Información y las Comunicaciones reporta que en Colombia hay casi 10 millones de suscriptores a internet (8), otras fuentes afirman que en el país hay más de 28 millones de internautas (9, 10), que navegan en promedio 17,2 horas al mes en la red (11), de las cuales entre 5 y 8 horas, en promedio, son utilizadas en las redes sociales (10). En el informe “Así se usa internet en Colombia” (12), el Ministerio de Tecnologías de la Información y las Comunicaciones reporta que el 70 % de los colombianos tiene una cuenta en alguna red social; en diciembre de 2012, el número de colombianos en Facebook era del orden de 17 a 20 millones (10, 13) y para el mismo año Colombia ocupaba el puesto 14, a nivel mundial, de personas inscritas en Twitter con alrededor de 5,2 millones de usuarios registrados (14). En esta forma, Colombia se muestra como el séptimo país más activo en el mundo en redes sociales (10).

Otro dato interesante es el del informe “Futuro digital Colombia 2013”, en el que se establece que la población *online* del país es, en su mayoría, joven; es así como el 42,9 % de los internautas tienen entre 15 y 24 años, y el 26,8 % tienen entre 25 y 34 años (11). Por otra parte, la conexión a internet desde teléfonos móviles creció en un 80 % en 2013, y el 25 % de los colombianos se conectan a través de este tipo de dispositivos y de tabletas portátiles (12).

Este panorama nos indica que los jóvenes universitarios colombianos que tienen a la mano un teléfono celular inteligente muy seguramente están conectados, en todo momento, por lo menos a una red social. Dichos dispositivos cuentan con aplicaciones que avisan, por medio de vibraciones o alertas visuales y sonoras, de cada novedad, actualización o noticia de los amigos, páginas o eventos que el usuario sigue. Una poderosa herramienta que pone al alcance de todos cualquier tipo de información en tiempo real, aparte de una excelente estrategia de divulgación de cualquier hecho de interés. Por esto casi todas las organizaciones tienen *fan page* en Facebook y perfiles en YouTube, Twitter o Instagram; la Escuela Colombiana de Ingeniería, por ejemplo, así como muchas otras universidades, está presente en estas cuatro redes sociales actualizando noticias, fotos y videos sobre su vida académica, sobre eventos o sobre sus egresados (15, 16, 17, 18); la Sociedad Americana

de Ingenieros Civiles también está en Facebook y en Twitter (19, 20), anunciando eventos, mostrando el desarrollo de éstos y presentando noticias de interés. *El Tiempo*, *El Espectador*, *Semana* y otros medios tradicionales de comunicación hacen lo propio en diferentes redes sociales, al igual que entidades del gobierno, políticos, artistas, empresas, comercializadores y todo tipo de organizaciones y personas que buscan comunicar información, captar clientes, citar personas, generar grupos de intereses comunes o, simplemente, distraerse.

Un ejercicio interesante para el profesor universitario sería incluir el uso de las redes sociales en sus metodologías de enseñanza. Crear un grupo o una *fan page* en Facebook para su asignatura, a partir de la cual pueda generar eventos e invitar a sus estudiantes, referir enlaces con lecturas interesantes o sitios alusivos a sus contenidos a través de Twitter, subir o recomendar videos de YouTube como conferencias de expertos en los temas propios de su disciplina, o abrir una cuenta en Instagram en la que registre las fotografías de sus experiencias académicas o técnicas para que sus estudiantes las conozcan y puedan, a su vez, subir las propias y comentar. No todas al tiempo, no de un día para otro, pero la inmersión en redes sociales podría ser una estrategia que acerque al profesor al lenguaje que hablan hoy los jóvenes y que podría convertirse en un agente de motivación para las nuevas generaciones de estudiantes.

Sin embargo, la moneda siempre tiene dos caras; el uso excesivo y sin control de las redes sociales puede causar un efecto de saturación y ser un factor de distracción. Si durante una clase un estudiante recibe, en su dispositivo móvil, varias notificaciones sonoras o auditivas sobre actualizaciones en sus redes sociales de temas que lo motivan, es lógico que se distraiga y pierda interés en lo que está escuchando. Así mismo, si durante sus horas de estudio individual está pendiente de lo que pasa en el mundo virtual, perderá su concentración.

Irene Larraz menciona en su artículo (1) que, de acuerdo con un estudio de la Universidad de Loughborough, en Inglaterra, “el simple hecho de recibir un correo electrónico genera una desconcentración de por lo menos un minuto”; en este orden de ideas, sería lógico pensar que recibir permanentemente avisos sobre actualizaciones en las redes sociales tendría un efecto similar. Surge, entonces, un simple cuestionamiento, utilizando las palabras del doctor Juan Carlos Santamarina

en su maravillosa conferencia “Ingeniería y creatividad”, dictada en el pasado Congreso de Geotecnia celebrado en Bogotá en octubre de este año: “¿Habría podido Terzaghi desarrollar la mecánica de suelos moderna si hubiera tenido un móvil notificándole las permanentes actualizaciones de sus redes sociales?”.

Es cuestión de autocontrol y autoadministración. ¿Tienen nuestros estudiantes universitarios estas habilidades? Es deber nuestro, como profesores, potenciar su autonomía invitándolos a desconectarse de sus dispositivos móviles durante las clases, sugiriéndoles, como estrategias, establecer horarios para ponerse al día en noticias de sus redes y no consultarlas en los momentos que dedican al estudio independiente, y propiciando su uso como parte del proceso de aprendizaje.

## REFERENCIAS

- (1) Larraz, I. (26 de octubre de 2014). Correo electrónico, de maravilla a pesadilla. *El Tiempo*, sección Debes Leer, pp. 3-4.
- (2) Facebook Company Info. Newsroom. <http://newsroom.fb.com/company-info/>. [Fecha de consulta: 1.º de noviembre de 2014].
- (3) Statistic Brain. Twitter Statistics. <http://www.statisticbrain.com/twitter-statistics/>. [Fecha de consulta: 1.º de noviembre de 2014].
- (4) Twitter. About. <https://about.twitter.com/es/company>. [Fecha de consulta: 1.º de noviembre de 2014].
- (5) Instagram. Press. <http://instagram.com/press/>. [Fecha de consulta: 1.º de noviembre de 2014].
- (6) Totems. Instagram Statistics. <https://totems.co/instagram-statistics/>. [Fecha de consulta: 1.º de noviembre de 2014].
- (7) YouTube. Estadísticas. <https://www.youtube.com/yt/press/es/statistics.html>. [Fecha de consulta: 1.º de noviembre de 2014].
- (8) Ministerio de Tecnologías de la Información y las Comunicaciones. Sector TIC. Estadísticas del sector. Total suscriptores de internet. Nacional. <http://estrategiaticolombia.co/estadisticas/stats.php?&pres=content&jer=1&cod=&id=34#TTC>. [Fecha de consulta: 1.º de noviembre de 2014].
- (9) Internet World Stats. South America. <http://www.internet-worldstats.com/south.htm>. [Fecha de consulta: 1.º de noviembre de 2014].
- (10) Digital in the Round. Social Media in Colombia: People love it, local businesses are still not sure. <http://www.digitalintheround.com/social-media-colombia-business/>. [Fecha de consulta: 1.º de noviembre de 2014].
- (11) Fosk, A. (2013). Futuro digital Colombia 2013 [diapositivas de PowerPoint]. Recuperado de <http://www.slideshare.net/e-mipyme/futurodigitalcolombia2013-26042868>. [Fecha de consulta: 1.º de noviembre de 2014].
- (12) Ministerio de Tecnologías de la Información y las Comunicaciones. Sector TIC (2013). Así se usa internet en Colombia [diapositivas de PowerPoint]. Recuperado de ENTER.co. 19 datos que usted no sabía sobre internet en Colombia. <http://www.enter.co/cultura-digital/colombia-digital/19-datos-que-usted-no-sabia-sobre-internet-en-colombia/>. [Fecha de consulta: 1.º de noviembre de 2014].
- (13) Internet World Stats. Colombia. <http://www.internetworldstats.com/sa/co.htm>. [Fecha de consulta: 1.º de noviembre de 2014].
- (14) UOL News. Twitter Statistics in Colombia. <http://www.uol.com.co/twitter-statistics-in-colombia/>. [Fecha de consulta: 1.º de noviembre de 2014].
- (15) Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. Página en Facebook. <https://www.facebook.com/Escuelacolingenieria>. [Fecha de consulta: 1.º de noviembre de 2014].
- (16) Escuela Colombiana de Ingeniería. Perfil en Twitter. <https://twitter.com/Escuelaing>. [Fecha de consulta: 1.º de noviembre de 2014].
- (17) Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. Perfil en YouTube. <http://www.youtube.com/user/escuelacolingenieria>. [Fecha de consulta: 1.º de noviembre de 2014].
- (18) Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. Perfil en Instagram. <http://instagram.com/escuelaing>. [Fecha de consulta: 1.º de noviembre de 2014].
- (19) American Society of Civil Engineers (ASCE). Página en Facebook. <https://www.facebook.com/ASCE.org>. [Fecha de consulta: 1.º de noviembre de 2014].
- (20) American Society of Civil Engineers (ASCE). Perfil en Twitter. <https://twitter.com/ASCETweets>. [Fecha de consulta: 1.º de noviembre de 2014].





# Piketty y distribución con crecimiento

**EDUARDO SARMIENTO PALACIO**

Director del Centro de Estudios Económicos de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

eduardo.sarmiento@escuelaing.edu.co

## INTRODUCCIÓN

Piketty realiza una gran contribución al revelar que el retorno del capital se ha mantenido dentro de siglos por encima del crecimiento del producto. Sin embargo, incurre en el serio error de atribuirlo a una elevación de la productividad que tiende a sostenerse por sí sola. En este caso, estaríamos ante un dictamen irremediable de la naturaleza y el sistema en su conjunto. El mundo no tendría más alternativa que vivir con la desigualdad creciente. Por fortuna, la explicación se encuentra más bien en la acción del hombre, que puede detectarse en las diferentes áreas de la economía y contrarrestarse con el modelo económico.

La información reportada por Piketty en su libro *El capital en el siglo XXI* constituye una prueba incontestable de que el capital se remunera por encima de la productividad. La diferencia entre el retorno del capital y el crecimiento (entre  $R$  y  $G$ ) no obedece a una elevación de la productividad sino al pago del capital por encima de su productividad. De ninguna manera se trata de un fenómeno inevitable, determinado por la naturaleza o por el sistema en su conjunto. Se trata, más bien, de una deformación ocasionada por las empresas, el mercado y los gobiernos. En mi último libro, *Distribución del ingreso con crecimiento es posible* (Sarmiento, 2014), se atribuye al modelo económico imperante en los últimos 60 años

y acentuado en las dos últimas décadas. Y la solución es otro modelo que corrija las fallas en el origen y los resultados. En la práctica se debe preferir un camino que contrarreste los efectos inequitativos con menores efectos sobre el producto y el empleo. Una forma es un impuesto al capital existente y una política laboral de salario mínimo y subsidios al empleo.

En la teoría de crecimiento aceptada en los últimos 60 años se predice que el mercado conduce a la solución más eficiente, más concretamente al mayor consumo y producción; el retorno del capital iguala el crecimiento del producto y la distribución del ingreso es neutral. El resultado es falso cuando el ahorro es insensible a la tasa de interés y se incumple la igualdad macroeconómica, las actividades de ventaja comparativa son limitadas por la demanda y las productividades de los factores no se igualan en el margen.

**Piketty incurre en el serio error de atribuir el retorno del capital a una elevación de la productividad que tiende a sostenerse por sí sola.**

Infortunadamente, el modelo y las teorías presentadas por Piketty tampoco explican en forma convincente el comportamiento descrito. Sin mayor base científica, supone que la relación capital - producto es determinada exógenamente y crece sistemáticamente, y que la elasticidad de sustitución entre trabajo y capital es mayor que 1. La economía queda expuesta a un deterioro de la distribución del ingreso que es independiente del resto de la economía, en particular del crecimiento económico.

### CRECIMIENTO EN DESEQUILIBRIO

En Sarmiento (2014) se muestra que el error de la teoría de crecimiento reside en que las soluciones óptimas excluyen las posibilidades de desequilibrio e intervención del Estado. Por ejemplo, en el modelo de Koopmans la solución óptima corresponde al estado ideal de equilibrio y funcionamiento perfecto del mercado. Las trayectorias de desequilibrio y ahorro forzoso se excluyen. No se advierte que las soluciones inestables dentro del marco de intervención del Estado redundan en mayores niveles de consumo, ingreso y utilidades. La solución más eficiente corresponde a la trayectoria del mínimo consumo cuando la productividad del capital es mayor que su costo de oportunidad y a la del máximo consumo cuando se igualan. En consecuencia, el capital crecería a una tasa mayor que el ingreso durante largos periodos. En este sentido, el modelo convencional y el de Piketty coinciden. En ambos casos, la relación capital - producto declina en forma sistemática. La diferencia es que en uno es inducida por la naturaleza y en la otra por las autoridades económicas.

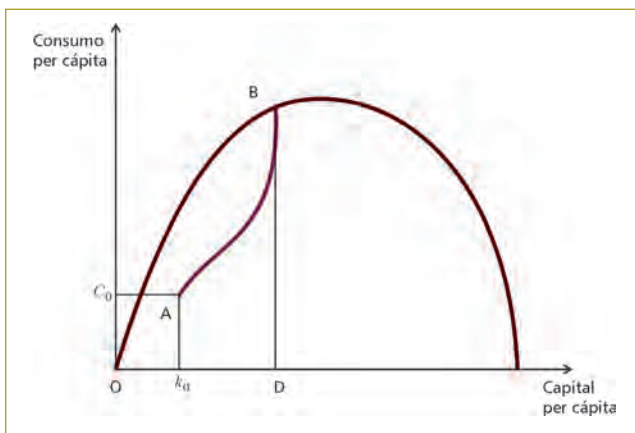


Gráfico 1

La proposición se ilustra con el diagrama ideado por Koopmans (gráfico 1). En el eje vertical se presenta el consumo per cápita y en el horizontal el capital per cápita. La trayectoria óptima de equilibrio de Koopmans está dada por AB, en el cual las dos variables evolucionan paralelamente. En contraste, la trayectoria de máximo crecimiento en desequilibrio corresponde a ODB; en un principio, el consumo se establece en el mínimo nivel, y cuando la productividad del capital se iguala al costo de oportunidad, el consumo brinca a B. Sin duda, esta estrategia redundará en más consumo, capitalización y producción.

### RELACIÓN ENTRE G Y R

Piketty fundamenta el resultado histórico en la hipótesis de que el rendimiento del capital es superior a la tasa de crecimiento y tiende a mantenerse. El resultado solo se puede presentar cuando existen productividades marginales crecientes del capital o el capital se paga por encima de su productividad. La primera opción es contraevidente. En el mismo trabajo de Piketty se muestra que la productividad promedio del capital, medida como la relación producto - capital, ha descendido sistemáticamente en los últimos 50 años. Ni siquiera en el caso de que la elasticidad de sustitución fuera mayor que uno, la productividad marginal del capital podría aumentar y sostener un retorno creciente del capital. Por exclusión de materia, el mayor valor de R sobre G obedece a que el capital se paga por encima de la productividad. En Sarmiento (2014) se encuentra que el principal medio para lograr el resultado es la colocación del salario por debajo de la productividad mediante el comercio internacional, los ajustes del salario mínimo y las prácticas monopólicas para establecer los precios por encima de los costos, la represión de los rendimientos financieros del ahorro y las enormes rentabilidades de las privatizaciones.

Siguiendo los modelos estándar de crecimiento, Piketty plantea dos ecuaciones. La (1) establece una relación entre el crecimiento, el ahorro y la relación capital - producto. La (2) determina que la productividad marginal del capital es igual a su retorno. La primera ecuación es el fundamento del crecimiento económico y la segunda es una relación contable.

$$G = \frac{s}{\beta} \quad (1) \quad R = \frac{\partial}{\beta} \quad (2)$$

Donde  $G$  tasa de crecimiento,  $R$  retorno del capital,  $\beta$  relación capital-producto y  $\delta$  participación del capital en el producto.

Piketty parte de la información de los últimos seis años, en la que se muestra que la relación capital-producto desciende sistemáticamente y la atribuye a un mandato inexorable de la naturaleza. Por razones que no hace suficientemente explícitas, sostiene que las dos relaciones no coinciden. La tasa de retorno del capital tiende a mantenerse por encima de  $G$ .

La teoría dominante del crecimiento dice algo muy distinto. La mayor rentabilidad del capital induce un alza en la tasa de interés y una elevación del ahorro que tenderían a igualar las dos variables.

Volvamos a las dos ecuaciones fundamentales. Como  $\beta$  aumenta, ambas variables tienden a descender, pero como  $s$  aumenta y  $\delta$  también, el resultado depende de los valores numéricos de la respuesta del ahorro a la tasa de interés y de la elasticidad de sustitución. Si se tiene que la elasticidad de sustitución es cercana a uno, la variación de  $\alpha$  sería pequeña, y si el ahorro es altamente sensible a la tasa de interés,  $s$  aumentaría con rapidez,  $G$  descendería más lentamente que  $R$  y en algún momento se igualarían. Si el ahorro es pequeño e insensible a la tasa de interés, la diferencia se mantendría y desaparecería cuando  $\beta$  se hiciera muy grande y el crecimiento llegara a cero. La predicción de Piketty de que la diferencia se sostiene no se cumpliría a largo plazo.

Piketty atribuye los resultados históricos a la tendencia declinante de la productividad del capital y a la elasticidad de sustitución mayor que uno. Ambos factores en conjunto explican el deterioro de la distribución del ingreso, pero son insuficientes para explicar la tasa de retorno del capital mayor que el crecimiento del producto.

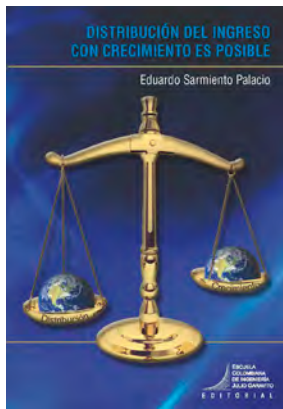
La relación capital - producto se interpreta como un fenómeno histórico independiente de las características de los países. La solución es mucho mejor que la del modelo ortodoxo de tasas de crecimiento descendentes del producto y tendencia a igualarse con las del capital. Cuanto más lentamente desciende la productividad, cuanto mayor el crecimiento. Otra cosa es que el resultado no se haya logrado en el escritorio ni en los libros sino en la práctica. La característica común de los países milagro, que han logrado tasas de crecimiento cercanas al 10 %, es el avance del capital por encima del producto. Del mismo modo, en los países de crecimiento agotado,

## No es aventurado afirmar que el aumento de la relación capital - producto es el principal determinante del crecimiento desbalanceado.

como los europeos y Estados Unidos, predominan las diferencias descendentes. Así, en los trabajos históricos de Rodríguez - Klenow - Barro - Sala-i - Martín se observa que las mayores tasas de crecimiento se encuentran en los países de mayor crecimiento de la relación capital - producto. En este contexto, el crecimiento de dicha relación es una decisión coherente de los países que no se obtiene por el mercado sino por las acciones exógenas. Como se verá más adelante, no es aventurado afirmar que el aumento de la relación capital - producto es el principal determinante del crecimiento desbalanceado.

Los resultados de la elasticidad de sustitución tampoco son creíbles. En la mayoría de los estudios se encuentra que está cercana a 1 tanto para el conjunto del sistema como para los sectores. En general, se observa que en los sectores de alta tecnología la operación de nuevas técnicas propicia una sustitución de trabajo por capital mayor que en los otros sectores y que en el pasado. Aun así, en los trabajos más recientes se siguen encontrando valores cercanos a uno, en cuyo caso su incidencia sobre el retorno del capital es reducido. Mal podría, por sí solo, explicar la diferencia histórica denunciada por Piketty.

Estamos ante uno de los errores garrafales de la teoría del crecimiento. En esta teoría se encuentra que el máximo bienestar se presenta cuando la relación capital - producto aumenta progresivamente y el capital y el trabajo tienden a crecimientos similares. Falso. El mayor bienestar, la mayor producción y el mayor consumo se obtienen cuando el capital crece por encima del producto y éste se mantiene constante. Como lo muestra la ecuación 1, en la práctica lo confirmaron los tigres asiáticos y ahora China. Lo grave es que el expediente resulta altamente inequitativo cuando el ahorro proviene de la represión laboral. El gran desafío es obtenerlo de gravámenes directos al capital.



La información de Piketty sobre el retorno del capital por encima del crecimiento del producto constituye una prueba incontrastable del incumplimiento de la teoría de crecimiento que se inició en 1956 con el modelo de Solow, se consolidó en 1965 con Koopmans, y se tornó en dogma con Barro, Lucas y Romer, y ha dominado el pensamiento de los últimos 60 años sobre el desarrollo económico. En todos esos modelos el mercado conduce a la solución de máximo bienestar, en términos más simples, el máximo crecimiento de la producción y el consumo es neutral en términos de distribución del ingreso, y se manifiesta en una fuerte tendencia a la igualación entre el retorno del capital y el crecimiento económico. En general, se encuentra que la rentabilidad se iguala al crecimiento del producto y que el capital y la producción tienden a avanzar al mismo ritmo. Pues bien, la información de Piketty muestra que durante medio siglo la rentabilidad del capital se ha mantenido muy por encima del producto. Por otra parte, la información directa sobre los países emergentes, en particular de Asia y América Latina, señala que el capital tiende a crecer en forma sostenida por encima del producto. Ambos resultados constituyen una clara evidencia de que el mercado no conduce a la solución más eficiente y deteriora la distribución del ingreso. Una trayectoria del mayor ahorro y menor retorno del capital habría significado mayor crecimiento y mejor distribución del ingreso.

La interpretación de Piketty de los resultados no constituye una alternativa teórica comprensible. Se fundamenta en la premisa de que la relación producto - capital desciende sistemáticamente por razones exógenas al sistema económico y es inevitable. Esto, en conjunto con la elasticidad de sustitución mayor que uno, da lugar a un descenso del retorno del capital más lento que el

crecimiento del producto. Aun así, no logra demostrar que  $R$  es mayor que  $G$ . Si el ahorro es sensible a la tasa de interés, la mayor rentabilidad del capital induce una elevación de la tasa de interés que aumenta el ahorro y el crecimiento económico. A la larga,  $R$  y  $G$  tenderán a igualarse. El mismo resultado se logra si el ahorro se eleva en forma forzosa para obtener el máximo crecimiento. La diferencia entre  $G$  y  $R$  sólo se presenta durante un periodo definido, cuando la tasa de ahorro es pequeña y se mantiene constante, que representa la solución de menor crecimiento del producto.

La verdad es que la información de Piketty controvierte la teoría general y su propia formulación. El planteamiento desconoce la amplia información sobre la relación capital - producto y su influencia en el crecimiento económico. En la práctica, la diferencia entre el crecimiento sostenido del capital sobre el producto es la principal razón del crecimiento, más que cualquier otro factor. El resultado se logra precisamente mediante la intervención en el ahorro para mantener la diferencia entre el crecimiento del capital y del producto.

La teoría correcta se puede ilustrar con las dos ecuaciones de Piketty que son representaciones simplificadas de la teoría de crecimiento. En Sarmiento (2014) se muestra que el retorno del capital lo establecen los agentes económicos por encima de la productividad del capital para ampliar el ahorro. El crecimiento del capital supera el crecimiento y la diferencia se mantiene porque el alza de retorno es mayor que su influencia sobre el crecimiento.

La explicación es sencilla y está en la primera parte del libro. El aumento del retorno del capital mediante la represión laboral eleva el ahorro y el crecimiento económico y deteriora la distribución del ingreso. La diferencia entre  $R$  y  $G$  se mantiene por acciones del hombre: en unos casos de los particulares para obtener ganancias y en otros casos del gobierno para elevar el crecimiento. Las acciones se facilitan por la inelasticidad de demanda del trabajo y por la elasticidad mayor que 1 del trabajo al capital y menor que 1 del capital al trabajo<sup>1</sup>.

1. La ecuación 1 corresponde a una simplificación del modelo de crecimiento convencional con crecimiento de la población  $n$ , cambio tecnológico  $u$  y productividad decreciente del capital.  $G = \partial s/\beta(bc/n) + u + n$ . La ecuación de Piketty se da para  $\sigma = 1$ ,  $n = u = 0$ .

## INCONSISTENCIA

Las dos ecuaciones de Piketty, aunque constituyen un caso especial, dejan en claro el comportamiento y el funcionamiento del sistema. Se trata de un conjunto de dos ecuaciones con cinco variables ( $\beta$ ,  $\alpha$ ,  $s$ ,  $R$ ,  $G$ ). Si  $\delta$  y  $s$  están dadas y se supone que  $B$  crece sistemáticamente,  $G$  y  $R$  no podrían igualarse. Si  $\alpha$  es mayor que  $s$ ,  $R$  sería permanentemente mayor que  $G$ ; la diferencia disminuiría en la medida en que  $B$  aumenta y desaparecería cuando  $G$  se iguala a cero. El sistema es inconsistente.  $R$  y  $G$  son determinados por la ecuación 2, pero  $G$  es determinado también por la ecuación 1 y su valor es diferente del de la ecuación 2.

En realidad, la discrepancia entre  $G$  y  $R$  clamada por Piketty es el resultado de un marco incoherente. El número de ecuaciones es mayor que el número de variables. El sistema carece de los medios para mantenerse dentro de los múltiples supuestos del autor.

La principal diferencia con Piketty está en que asigna el deterioro de la distribución del ingreso al aumento de la relación capital - producto  $\beta$  y a la elasticidad de sustitución, que son dos fenómenos incontrolables. En cambio, en Sarmiento (2014) se atribuye al bajo ahorro y a la fijación del retorno del capital por encima de la productividad mediante la represión laboral.

La ilustración está en los países milagro, que afrontaron la reducción de la productividad del capital con una elevación de la tasa de ahorro. De esta manera lograron que el crecimiento se mantuviera constante y que la diferencia entre el crecimiento del capital y el producto no variara;  $R$  era mayor que  $G$ , pero descendía más rápidamente hasta igualarla.

El resultado fue distinto en las economías desarrolladas y en América Latina, que buscaron elevar el ahorro mediante la represión salarial. El resultado fue una elevación del crecimiento con el deterioro de la distribución del ingreso.

La única forma de darle una consistencia mínima al modelo de dos ecuaciones de Piketty es considerar que la primera, que representa el fundamento del crecimiento económico, se cumple como igualdad y la segunda, que es una relación contable, se cumple como desigualdad. Así mismo, tendría que estipularse que el retorno del capital y el ahorro están directamente relacionados, puesto que la tasa de los ingresos del capital es mayor que la de los ingresos del trabajo. La economía quedaría expuesta a una baja del retorno del

capital que induciría una reducción de la tasa de ahorro y un descenso más rápido del crecimiento  $G$ . Las dos variables sólo se igualarían cuando  $\beta$  se hiciera grande.

En condiciones de equilibrio balanceado determinado por el mercado y baja elasticidad del ahorro a la tasa de retorno, la economía tendería a un estado de crecimiento lento y decadente del producto y deterioro en la distribución del ingreso. Al mismo resultado se arriba en los modelos de Solow, Koopmans, Lucas y Barro. Las acciones de los agentes económicos para elevar el retorno del capital por encima de su productividad aumentan el crecimiento del producto a cambio de deteriorar la distribución del ingreso. Si en todos los modelos descritos el ahorro se interviene en forma forzosa y se introduce un impuesto igual a la diferencia entre la tasa de crecimiento  $G$  y  $R$ , el crecimiento del producto  $G$  evolucionaría a altas tasas constantes y la distribución del ingreso dejaría de deteriorarse. La economía crecería a tasas superiores al equilibrio estacionario y mejoraría la distribución del ingreso.

En suma, la explicación del deterioro de la distribución de Piketty está en la elasticidad de sustitución mayor que 1 del capital por trabajo y el descenso de la productividad del capital. Por tratarse de factores estructurales, son incorregibles. En cambio, en nuestro enfoque, las causas más importantes de la distribución del ingreso son el bajo ahorro, la relación inversa entre el comercio internacional y el salario, la presencia de poderes monopólicos y la alta inelasticidad de oferta y la demanda de trabajo, que confluyen a poner el retorno del capital por encima de la productividad. El crecimiento económico se eleva a cambio de la equidad.

Piketty, en un esfuerzo de explicar el comportamiento histórico, particularmente la brecha entre el



retorno del capital y el crecimiento, introduce todo tipo de supuestos irrealistas para explicarlos, hasta el punto de que los hace incorregibles. Así, el sistema de ecuaciones se torna inconsistente; el número de ecuaciones es mayor que el número de variables. Lo que se plantea para avanzar en una nueva teoría es construir un modelo que represente la realidad y encuentre los medios para encauzarla y rectificarla. En Sarmiento (2014) se consigue partiendo de la teoría del crecimiento desbalanceado, e incorporando el impuesto al capital y el ahorro forzoso. Los instrumentos permiten cerrar la brecha entre el crecimiento y el retorno del capital y elevar el crecimiento del producto. Si adicionalmente el mayor ahorro proviene de los ricos y se orienta al empleo del 50 % más pobre, la distribución del ingreso se consigue con altos niveles de acumulación y crecimiento.

### CRECIMIENTO DESBALANCEADO

El modelo de crecimiento económico tiene como punto de referencia a Kuznets, y luego sigue con Lucas y Barro. El óptimo bienestar se alcanza dentro de un marco de equilibrio en que el ahorro y la inversión se igualan, los factores de producción se pagan de acuerdo con la productividad marginal. Falso. El máximo bienestar se logra dentro de un contexto de desequilibrio y de intervención del Estado en que esas relaciones no se cumplen ni resultan del mercado. Lo grave es que la regulación del sistema para corregir el desequilibrio colocando el salario por debajo de la productividad resulta peor que la enfermedad. El crecimiento económico se eleva a cambio de deteriorar la distribución del ingreso.

La teoría económica está fundamentada en la creencia de que el estímulo individual para obtener la máxima ganancia y la competencia conducen a la solución más

---

**La teoría económica está fundamentada en la creencia de que el estímulo individual para obtener la máxima ganancia y la competencia conducen a la solución más eficiente.**

---

eficiente. Los esfuerzos individuales para aumentar la producción generan todo tipo de ajustes en el sistema económico que aseguran la demanda. El problema del desarrollo se reduce a dejar libre el sector financiero para que los recursos sean regulados por la tasa de interés, abrir las economías al sector externo de bienes y capital, especializarse en las actividades de ventaja comparativa y liberar los mercados para que las productividades sectoriales se igualen. De acuerdo con Arrow y Debrew, y con la teoría estocástica de equilibrio general, el sistema lleva a la máxima producción y consumo cuando los productores no influyen en los precios y las demandas son altamente sustitutivas.

El sistema falla, primero, por la baja sensibilidad del ahorro a la tasa de interés. A pesar de ser la variable de mayor capacidad de expansión, evoluciona al mismo ritmo del producto. Segundo, debido a la sustituibilidad de la demanda, o si se quiere la baja elasticidad de los precios, el aumento de la productividad da lugar a disminuciones más que proporcionales de los precios. Cuanto mayor la productividad, tanto menor la participación del sector en el producto nacional. De allí que en todas partes la participación de la industria y la agricultura disminuya con respecto a los servicios y la construcción. El libre comercio lleva a una especialización en actividades de ventaja comparativa, que en los países en desarrollo son los de menor complejidad y demanda. Los países tienen que producir otros bienes y pagar salarios por debajo de la productividad para equilibrar la balanza de pagos y aprovechar los recursos disponibles. La situación más crítica ocurre en los países plenos de recursos naturales. Las economías se especializan en los bienes que utilizan más intensivamente estos factores y están expuestos a revaluaciones y salarios que impiden el desarrollo de la industria y la agricultura. Se manifiestan en cuantiosos y crecientes déficits en cuenta corriente. Tercero, la contribución de los sectores no tiende a igualarse. Los sectores de mayor potencial de expansión operan con excesos de oferta, como la industria y la agricultura, y los de menor potencial funcionan con exceso de demanda, como los servicios y la infraestructura vial.

En este contexto, la economía es determinada por el consumo, la productividad de la minería y los servicios y por el déficit de la balanza de pagos. Por eso, las economías de América Latina, en especial Colombia, no han logrado crecer más de 4,3 %. El impulso ha



provenido de la represión salarial para pagar los salarios por debajo de la productividad y de la revaluación que abarata las importaciones y amplía el crédito por encima del producto. El perfil es claramente ineficiente. La inversión es inferior a las posibilidades, la mano de obra se emplea en forma inadecuada y la producción evoluciona por debajo de la capacidad máxima. El crecimiento se podría duplicar y la distribución del ingreso mejoraría ostensiblemente con un modelo económico que elevara el ahorro y propiciara un perfil productivo, liderado por la industria y la agricultura, y conformara un superávit en cuenta corriente de la balanza de pagos. Si a esto se agrega una estrategia combinada de impuestos al capital y subsidios a la contratación de nuevos trabajadores formales, la economía podría alcanzar los índices de los países milagro y entrar en el grupo de los medianamente equitativos.

En la realidad, la teoría de crecimiento adolece de una seria falla económica y matemática que sus gestores no han reconocido. Basados en el supuesto del equilibrio, consideran que el mejor desempeño de las economías se encuentra cuando todo crece al mismo ritmo. Falso. El máximo crecimiento de la producción y el empleo se alcanza cuando las actividades con mayor potencial de expansión avanzan por encima del promedio. Tales son los casos del ahorro, de la industria, la agricultura y la balanza de pagos.

## EVOLUCIÓN

En los planteamientos de este capítulo se aprecia un cambio drástico en la relación capital - producto. En la primera mitad del siglo XX disminuyó, en la segunda aumentó y la diferencia entre  $R$  y  $G$  se mantuvo relativamente constante. En consecuencia, la distribución del ingreso mejoró en la primera parte y se deterioró en la segunda. La evolución revela un vínculo nunca visto entre la distribución del ingreso y el crecimiento económico. En la primera parte del siglo se advirtió que la baja capitalización constituía una gran limitación en el crecimiento y procedieron a corregirla con fuertes incentivos e imposiciones para elevar el ahorro. Como primer acto, se proscribieron los impuestos al capital y las tarifas progresivas, se elevaron las tasas de interés, se acentuaron las prácticas monopólicas, en particular en las privatizaciones. De esa manera, se logró que el capital creciera por encima del producto en la segunda parte y se evitó el deterioro del crecimiento económico. Lo sorprendente es que este resultado se haya obtenido con una rentabilidad del capital similar.

Sin duda, las condiciones de la distribución del ingreso se deterioraron en el último medio siglo. En el pasado, la mayor rentabilidad del capital se compensaba con el menor crecimiento del capital, en tanto que en la actualidad se ve agravada. La humanidad tiende al empeoramiento de la distribución del ingreso.

Los resultados revelan el papel dominante del ahorro y el salario. Los otros elementos del sistema son relativamente convergentes a ellos o marginales. Así, el libre comercio impulsa las economías porque reduce el salario y eleva el ahorro. Ciertamente, se ha regresado a la visión intuitiva de que el ahorro y el comercio internacional son las principales fuentes de crecimiento. Por fortuna, los gobiernos tienen una influencia grande sobre las dos variables. Como se vio anteriormente, en la segunda parte del siglo lograron revertir la tendencia declinante del ahorro de la primera parte y deprimir los salarios. Sin embargo, el grado de discrecionalidad y precisión es reducido, en parte porque no se conocen las teorías y se opera con pragmatismo. Así, los grandes estímulos al ahorro terminaron en las crisis recesivas de 2008 y en su prolongación. El mundo está expuesto a un exceso de ahorro sobre la inversión y a un acelerado deterioro de la distribución del ingreso.

Por la vía de la evidencia reciente se ha venido a confirmar que el incumplimiento de la ley de Say no sólo

causa bajo crecimiento y desempleo sino deterioro de la distribución del ingreso. Curiosamente este resultado, que aparece claro por el desempeño de la economía mundial en los últimos quince años, se refuerza con la información de los últimos cien años. Sin duda, estamos ante una prueba irrefutable de la invalidez de la teoría neoclásica en las circunstancias actuales del planeta. La economía mundial opera en un exceso de ahorro sobre la inversión y una estructura deprimida de salarios. Esta es la verdadera causa de las crisis de Asia, América Latina, Estados Unidos y Europa.

La experiencia de los cien años es una evidencia del conflicto entre la acumulación del capital y la distribución del ingreso. Los países que buscaban un objetivo dentro del modelo nacional y mundial existente sacrifican el otro. Así el mundo, en su afán de compensar la baja acumulación de la primera parte del siglo, propició la baja del salario y el aumento del ahorro para elevar la acumulación y el crecimiento y lo consiguió a cambio de un deterioro sin antecedentes de la distribución del ingreso. El drama está en que el crecimiento se alcanzó mediante la represión de salarios. Las cosas habrían sido distintas si se hubiera logrado con el ahorro de los capitalistas. De seguro, la distribución del ingreso habría mejorado y el crecimiento se habría mantenido.

La evolución histórica es determinada por el ahorro y el salario. Cuando los países deprimen el salario para elevar el ahorro, la capacidad instalada aumenta, la demanda efectiva disminuye y la distribución del ingreso se empeora. El resultado final depende de las características de los países. Aquellos que han logrado canalizar el exceso de capacidad para conformar superávits en cuenta corriente alcanzan elevadas tasas de crecimiento, pero no evitan el deterioro de la distribución del ingreso. Algo similar se observa en la información individual de los países. Japón, China y los tigres asiáticos, que orientaron los excedentes de producción a las exportaciones y la sustitución de importaciones de materias primas y bienes de capital, alcanzaron y mantuvieron tasas de crecimiento de 10 % durante más de tres décadas. En contraste, los países de América Latina que buscaron el mismo propósito con el desarrollo de productos mineros y la inversión extranjera, que adquirieron la forma de revaluaciones, terminaron con exceso de capacidad y baja productividad de las inversiones. Se quedaron con el pecado y sin el género. No elevaron el crecimiento y deterioraron la distribución del ingreso.

## DICTAMEN DE LA NATURALEZA O DEL HOMBRE

En el planteamiento de Piketty se supone que la tasa de ahorro es constante, que el capital tiene productividades constantes, que la relación capital - producto sube en forma sistemática y que la elasticidad de sustitución entre el trabajo y capital es mucho mayor que 1. Sólo en estas condiciones extremas se puede esperar que  $R$  sea persistentemente mayor que  $G$ . Así las cosas, el resultado provendría de un dictamen de los fundamentos del sistema económico y la naturaleza. Si estas condiciones se sustituyen por otras más realistas, la predicción no se cumpliría. Por exclusión de materia, la diferencia entre  $R$  y  $G$  se explicaría por la acción de los gobiernos y agentes económicos para establecer el retorno del capital por encima de su productividad. Estaríamos ante una determinación del hombre, o si se quiere del modelo económico, y como las cosas se deshacen como se hacen, se pueden remediar con otras teorías y otros modelos.

La síntesis es clara. La diferencia entre  $R$  y  $G$  se atribuye a los fundamentos del sistema económico, es decir, a la naturaleza, como la productividad constante del capital y la elasticidad de sustitución infinita entre capital y trabajo. En tal sentido, el deterioro de la distribución del ingreso sería un mandato irreparable de la naturaleza y, como tal, está más allá del control de las autoridades. Así, el establecimiento de un impuesto al capital iguala la diferencia entre  $R$  y  $G$ , no detendría el aumento de la participación del capital que dejaría inmodificada la diferencia ni evitaría la caída de  $G$ . La economía quedaría abocada a un deterioro de la distribución del ingreso con crecimiento cero.

Lo anterior lleva a Piketty a reafirmar que la distribución del ingreso es un dictamen de la naturaleza, de los fundamentos mismos del sistema económico, como la productividad constante del capital y la elasticidad de sustitución del capital. No tiene reparo en calificar la mejoría de la distribución del ingreso en la primera parte del siglo XX como un accidente. La tendencia que predominará en el futuro es la misma de la última mitad del siglo, en que la equidad se deterioró a lo largo del planeta.

Nuestro diagnóstico es diferente. El deterioro de la distribución del ingreso se origina en la organización económica, o si se quiere en el modelo económico, que es el producto del hombre. La diferencia de  $G$  y  $R$  proviene de acciones específicas para colocar el retorno de la productividad y es facilitada



por las características del mercado laboral y los poderes monopólicos.

Ciertamente, el impuesto al capital, o el equivalente en términos de la renta, aparece como el antídoto natural para cerrar la diferencia entre el retorno del capital ( $R$ ) y el crecimiento del producto ( $G$ ). De entrada, corregiría la inequidad. Sin embargo, su aplicación, como es comprensible en un sistema capitalista, está compuesta por todo tipo de reacciones que tienden a anularlo. Primero, la reducción del retorno significa una disminución del ahorro que merma la capitalización y baja el crecimiento. Segundo, en virtud de la alta elasticidad de la oferta y la elasticidad de sustitución de capital por trabajo mayor que 1, induce a las empresas a trasladar el costo al trabajo, bajando los ajustes nominales de las remuneraciones o subiendo los precios, lo que reduce el salario real y la participación del trabajo en el PIB. El resultado bien puede ser una caída del crecimiento mayor que la reducción del retorno al capital, que ampliaría la brecha entre las dos variables. El remedio resultaría peor que la enfermedad. Es la típica medida que genera reacciones mayores que las acciones, y como tales, no pueden adoptarse; como se verá más adelante, se plantea una estrategia que contrarreste las secuelas. La fórmula consistiría en movilizar los recaudos para financiar un subsidio destinado a la contratación de nuevos trabajadores en el sector formal, y elevar el salario mínimo. El ingreso del 40 % más pobre aumentaría y las empresas estarían en capacidad de recuperar el impuesto en cuanto generen empleo e incrementen el crecimiento. Por la vía global, la brecha entre  $R$  y  $G$  desaparecería, e incluso sería negativa, dentro de un contexto de elevado crecimiento de la producción y el empleo.

---

**Quiérase o no, se arriba a la necesidad de un modelo que, al tiempo que incorpore el largo historial y las experiencias recientes de los países, opere en las diferentes partes para conciliar distintos objetivos, en particular la eficiencia y la equidad.**

---

## MODELO ECONÓMICO

En cierta forma se encuentra que las soluciones óptimas de las teorías de bienestar y crecimiento económico se fundamentan en idealizaciones de equilibrio que no corresponden a la realidad. Si en los modelos célebres de crecimiento se incorpora la inflexibilidad del ahorro a la tasa de interés, el efecto del comercio internacional sobre el salario, el crecimiento desbalanceado, la elasticidad de sustitución diferente de uno, el mercado no conduce al máximo crecimiento y consumo, el avance del producto no se iguala a la productividad del capital y la distribución del ingreso no es neutral. El retorno del capital supera el crecimiento, y en virtud de la inelasticidad de la oferta de trabajo, la diferencia se refleja en los ingresos laborales.

La idealización de la economía condujo a la proposición central de la teoría del bienestar de que la distribución del ingreso y la economía, o si se quiere el crecimiento económico, son separables. Lo que se hace en una parte no influye en la otra. En Sarmiento (2014) se encuentra, por el contrario, que la distribución del ingreso es la característica individual que más se aparta de la normalidad, en términos más técnicos de la curva normal. La diferencia que corresponde a la distancia entre el promedio y la mediana se explica por los más diversos vínculos con la economía, entre los cuales los más importantes son el bajo ahorro de los ingresos del capital, la acción de los agentes económicos y gobiernos para establecer el retorno del capital por encima de su productividad y la exclusión del 40 % más pobre, que obtiene únicamente el 12 % del ingreso.

Quiérase o no, se arriba a la necesidad de un modelo que, al tiempo que incorpore el largo historial y las experiencias recientes de los países, opere en las diferentes partes para conciliar distintos objetivos, en particular la eficiencia y la equidad. De ninguna manera se trata de mejorar la distribución del ingreso con el mínimo crecimiento. La propuesta del libro (Sarmiento, 2014) es mejorar significativamente la distribución del ingreso bajando el coeficiente de Gini a 0,38 en un plazo corto con el mayor crecimiento, y es posible dentro del plan presentado en la obra.

## SOLUCIONES

La diferencia entre Piketty y Sarmiento (2014) se esclarece en las recomendaciones de política. Piketty considera



que la distribución del ingreso se empeora por un mandato de la naturaleza que es independiente del sistema económico, en especial del crecimiento. Aún más grave, las acciones para contrarrestarla se verían derrotadas por la naturaleza. Así, un impuesto al capital para cerrar la brecha entre  $G$  y  $R$  daría lugar a un aumento de la participación del capital ( $\partial$ ) y una caída en el ahorro que restauraría la desigualdad a un menor crecimiento del producto. En contraste, en mi formulación se encuentra que la distribución del ingreso y el sistema económico están altamente interrelacionados. El deterioro de la distribución del ingreso es el resultado de una acción deliberada para aumentar la acumulación y acelerar el crecimiento. Su desmonte mediante el impuesto al capital provocaría una reducción de la rentabilidad  $R$ , la disminución del ahorro y la caída del crecimiento. La distribución del ingreso mejoraría a cambio de la acumulación de capital.

En este punto aparece la necesidad de un modelo económico que, además de definir los propósitos y las prioridades, contemple múltiples medios para lograrlos. De acuerdo con la teoría de instrumentos y objetivos, el modelo contempla varios componentes que permiten conciliar el crecimiento, la equidad y la estabilidad. La conciliación de los tres propósitos requiere emplear todos los sectores económicos, como la macroeconomía, el comercio internacional, la selección de los sectores, las fuentes de crecimiento, los vínculos entre la economía y la distribución del ingreso y el mercado laboral. Sobre estas bases sostengo que es perfectamente posible conseguir la equidad y el crecimiento.

Frente a la gravedad del diagnóstico surge el interrogante válido de que se pueda hacer rápidamente para frenar y revertir el proceso. Ante todo, hay que reconocer que los aspectos más importantes del deterioro de la distribución del ingreso y de su conflicto con el crecimiento están representados en el bajo ahorro del capital, la acción de los agentes económicos y los go-

biernos para colocar el retorno del capital por encima de la productividad, o si se quiere el salario por debajo de la productividad del trabajo, y la exclusión del 40 % más pobre. Lo primero sería un impuesto que cierre la brecha entre el retorno del capital y el crecimiento económico. Y no de cualquier manera. Si esos recursos provenientes del impuesto se dedican al consumo, el ahorro nacional, la capitalización y el crecimiento caerían y llevarían a una situación de la misma inequidad con menor crecimiento económico. Es indispensable orientarlos a financiar un subsidio de 50 % del salario mínimo para las empresas establecidas que amplíen la nómina con trabajadores provenientes del sector informal. Entonces, aquellas empresas que contraten más trabajadores recuperarían parte del impuesto y lo podrían utilizar para adquirir máquinas y mejorar el desempeño de la mano de obra. La aplicación de la fórmula bajaría el coeficiente vergonzoso de Gini de 0,56 a 0,38 en seis años, y luego en otros ocho años a 0,22, que es el índice probablemente mínimo que se observa en los países nórdicos, y también se alcanzaría sin sacrificar el crecimiento y la acumulación.

## RESUMEN EJECUTIVO

El idealismo de las teorías clásicas y neoclásicas ha ocultado las causas de la distribución del ingreso y su relación con el crecimiento económico. Las teorías dominantes están fundamentadas en supuestos de equilibrio que las apartan de la realidad y llevan a soluciones perfectas. La llave de la equidad está en un círculo oscurecido por la teoría dominante. La mejor ilustración está en la teoría de crecimiento, construida por los economistas más reconocidos del siglo XX. En general, se encuentra que en condiciones de funcionamiento perfecto del mercado la competencia lleva a la solución de máximo bienestar, en términos más simples, de máximo consumo y producción, y no afecta la distribución del ingreso. En este sentido, las economías que avanzan por debajo de su potencial y con ampliación de las desigualdades serían la excepción de la regla. La realidad es muy distinta. La regla parece ser que la rentabilidad del capital supera al crecimiento del producto nacional, que es ineficiente porque el aumento del ahorro significaría una elevación del consumo y el ingreso, e inequitativa porque los ingresos del capital crecen más rápidamente que los del trabajo.

La discrepancia con la realidad se origina en las teorías de ahorro que suponen que éste es altamente sensible a la tasa de interés y se iguala con la inversión, en las teorías de comercio internacional que establecen que los países se especializan en las actividades de ventaja comparativa y en las teorías sectoriales que indican que todos los sectores y factores contribuyen igual en el margen. Sobre estas bases se construyó un cuerpo en el que los intereses privados y públicos tienden a un equilibrio que es neutral en términos de la distribución del ingreso. En su lugar, se observa que las desigualdades de ingreso están asociadas con una serie de elementos determinísticos que apartan al sistema de la curva normal y que tienen su manifestación más clara en un rendimiento del capital por encima del crecimiento de la economía. Se configura un sistema en desequilibrio que amplía las diferencias de ingresos y éstas se acentúan.

La explicación en términos de elementos de la naturaleza irremediables introduce nuevos idealismos falsos. Los errores de la excesiva sustitución de la teoría del crecimiento se tratan de corregir con otro error. De ninguna manera la disminución de la productividad media del capital es un dictamen de la naturaleza desconocido y fuera de control. Más bien, es el resultado de una acción deliberada para mantener mayores ganancias y crecimiento económico dentro del marco de desequilibrio.

La solución de deprimir los salarios por debajo de la productividad para elevar las utilidades empresariales y aumentar el ahorro resultó peor que la enfermedad. El crecimiento económico aumentó a cambio de reducir la participación del trabajo en el PIB y desmejorar la distribución del ingreso. Parte de la tarea proviene del libre comercio que presiona el salario por debajo de la productividad. El resto de la represión corre por cuenta de los ajustes de los salarios mínimos, las prácticas monopólicas que colocan los precios por encima de los costos marginales, sobre todo el sector financiero, que deprime los rendimientos de los ahorros para lograr rentabilidades que se salen de sindéresis.

Lamentablemente, el deterioro de la distribución del ingreso es la consecuencia de teorías que, en aras de ocultarla, inducen a mantenerla y acentuarla. No es exagerado afirmar que muchas de las acciones que se adoptan para revertir la equidad la agravan. El más dramático es el de la política fiscal, que baja los impuestos

a los ricos para aumentar el gasto público, que no llega ni a la mitad del 50 % más pobre.

Las teorías elaboradas a lo largo de Sarmiento (2014) permitieron determinar que las principales causas del deterioro de la distribución del ingreso y el conflicto con el crecimiento se originan en el bajo ahorro del capital, las acciones del gobierno y los agentes económicos para colocar el retorno del capital por encima de la productividad y la exclusión del 40 % más pobre. Mientras persistan estas condiciones, la distribución del ingreso tenderá a deteriorarse y los esfuerzos para elevar el crecimiento las acentuarán. Así mismo, las acciones aisladas sobre una causal pueden mejorar la distribución del ingreso, disminuir el ingreso promedio e incluso empeorarla. Anteriormente se vio cómo la represión laboral para incrementar el ahorro eleva el crecimiento a cambio de deteriorar la distribución del ingreso.

La solución de fondo a la distribución del ingreso sólo se puede lograr dentro de una estrategia de conjunto que opere sobre las tres causales en forma simultánea. La tarea se podría hacer con un expediente que establezca un impuesto al capital existente, una elevación del salario mínimo, un subsidio a la contratación de nuevos trabajadores formales y una abierta intervención en el tipo de cambio y los aranceles para concederles un tratamiento distinto a las actividades destinadas a la exportación y al mercado interno. De esta manera, la represión laboral se eliminaría al sustituir el ahorro de los trabajadores por ahorro de los capitalistas, al tiempo que los costos laborales se mantendrían con subsidios que asegurarían la competitividad externa y evitarían la sustitución de trabajo por capital. La distribución del ingreso mejoraría sin afectar la acumulación.

## BIBLIOGRAFÍA

- Barro K & Sala-i-Martin, X. (1995). *Economic growth*. New York: McGraw-Hill.
- Klenow, P. & Rodríguez, A. (1997). The neoclassical revival in growth economics: Has it gone too far. *NBER Macroeconomics Annual*.
- Koopmans, T. (1965). On the concept of optimal economic growth. En *The economic approach to development planning*. Amsterdam: North-Holland.
- Kuznets, S. (1955). Economics growth and income inequality. *American Economic Review*, 45: 1-28.
- Lucas, R. (1998). The mechanics of economic development. *Journal Monetary Economic*, 22.
- Piketty, T. (2014). *Capital in the twenty-first century*. Cambridge, Massachusetts. London, England.
- Sarmiento, E. (2014). *Distribución del ingreso con crecimiento es posible*. Bogotá, D.C.: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

# Análisis de esfuerzos en excavaciones en suelos blandos

## Stress analysis of excavations in soft soils

RICARDO SALAZAR FERRO<sup>1</sup> - CAMILO ALEXIS ROMERO PORRAS<sup>2</sup>

1. Profesor de la Escuela Colombiana de Ingeniería.
2. Estudiante de la maestría en Ingeniería Civil.

ricardo.salazar@escuelaing.edu.co - camilo.romero@hotmail.com

Recibido: 20/01/2014 Aceptado: 15/04/2014

Disponible en <http://www.escuelaing.edu.co/revista.htm>

### Resumen

En este artículo se presenta el análisis de esfuerzos en excavaciones profundas apuntaladas, realizadas en suelos blandos de la ciudad de Bogotá; se analizó el comportamiento de los esfuerzos para distintas etapas de construcción utilizando elementos finitos (Plaxis 2D) y se comparó con aquellos asumidos en las metodologías tradicionales. Las propiedades del suelo y las lecturas de inclinómetros se obtuvieron de tres proyectos ejecutados en la zona norte de Bogotá.

**Palabras claves:** esfuerzos, excavaciones, desplazamientos, pantallas.

### Abstract

This paper presents the stress analysis of underpinned deep excavations in soft soils of Bogotá; stress behavior was analyzed in different stages of construction using finite element (Plaxis 2D) and compared with traditional methodologies. Soil properties and inclinometer readings were obtained from three projects executed in the northern area of Bogotá.

**Keywords:** stress; excavations; displacements; screens.

## INTRODUCCIÓN

Las necesidades de un mayor aprovechamiento de los espacios han llevado a buscar opciones para el uso del subsuelo en el desarrollo de diferentes obras de ingeniería, como la construcción de sótanos de edificios, parqueaderos subterráneos y vías de comunicación, como el metro.

En el caso de una excavación cuyas paredes no pueden sostenerse por sí mismas, es necesario construir una estructura que permita mantener el equilibrio. Estas estructuras de contención tienen como función aplicar fuerzas que ayuden a contrarrestar los empujes que produce el suelo y reducir deformaciones. Los sistemas de contención no deben fallar. En este tipo de estructuras la falla es un problema de pérdida de resistencia y aumento descontrolado de la deformación.

Cada sistema de contención tiene sus propios “estados límites”, los cuales se deben considerar en el análisis y diseño. Entre éstos se pueden destacar los siguientes:

- Deben satisfacer el equilibrio de momentos.
- Deben satisfacer el equilibrio de fuerzas horizontales.
- Deben satisfacer el equilibrio de fuerzas verticales.

## MARCO TEÓRICO

En el caso de excavaciones, el sistema de contención está asociado con una disminución de los esfuerzos totales del suelo y presiones de poros inducidas negativas. Un sistema de contención puede comportarse en forma no satisfactoria debido a las deflexiones que experimenta como consecuencia de flexión, giro o movimientos laterales excesivos. Para evitar este tipo de problemas y debido a la incertidumbre que encierran los análisis de deformaciones del suelo, los diseños consideran convencionalmente un factor de seguridad alto contra la falla en las secciones críticas.

Muchos autores han demostrado experimentalmente que la deformación para alcanzar el estado límite en condición activa es muy pequeña, mientras que para alcanzar el estado límite en condición pasiva se requiere una deformación hasta diez veces mayor; por lo anterior, se acostumbra utilizar un factor de seguridad del orden de dos (2), tal como se recomienda en la bibliografía especializada.

En 1943, Terzaghi fue el primero en considerar la estabilidad en excavaciones. Él definió aquellas cuya profundidad de excavación fuera menor que el ancho como excavaciones superficiales, mientras que las excavaciones donde la profundidad es mayor que el ancho las definió como excavaciones profundas.

La relación entre los esfuerzos verticales y horizontales se denomina coeficiente de tierras, el cual puede corresponder a varios estados: en reposo, activo, pasivo y situaciones intermedias.

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_v} = k$$

**Ecuación 1.** Coeficiente de presión de tierras.

Supongamos un terreno horizontal (figura 1). El esfuerzo efectivo horizontal ( $\sigma'_h$ ) aumenta linealmente con la profundidad (en ausencia de cargas externas) y la relación que mantiene con el esfuerzo efectivo vertical es el coeficiente de tierras en reposo ( $K_0$ ).

Cuando el muro no permite movimiento, los esfuerzos a la profundidad  $z$  debajo del terreno están en equilibrio elástico, y se presenta un estado en reposo que genera una presión de tierras del mismo nombre.

Suponiendo un esfuerzo vertical efectivo ( $\sigma'_v$ ) y un esfuerzo lateral efectivo ( $\sigma'_h$ ), tenemos:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$$

**Ecuación 2.** Esfuerzo horizontal efectivo.

Donde

$K_0$ : coeficiente lateral de tierras en reposo.

El esfuerzo total horizontal es:

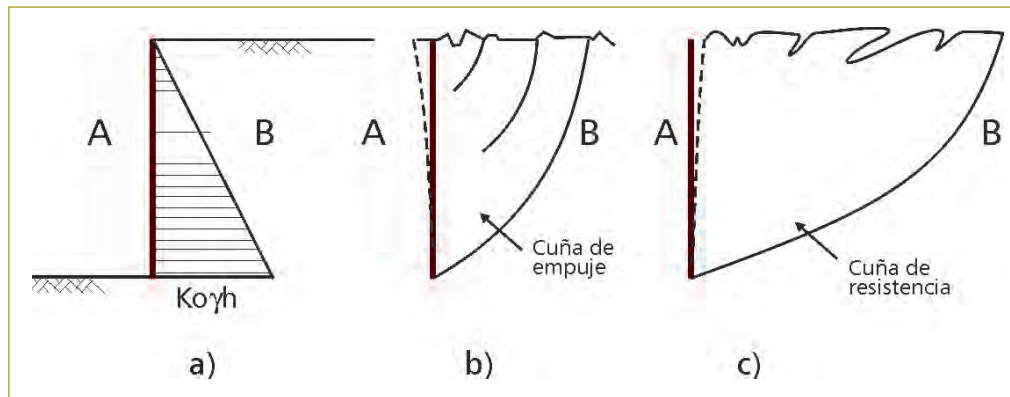
$$\sigma_h = \sigma'_h + \mu$$

**Ecuación 3.** Esfuerzo horizontal total.

Donde

$\mu$ : presión de poros.

Supongamos ahora que introducimos una pantalla en el terreno y luego se excava la zona de atrás. El empuje de tierras sobre la pantalla genera un desplazamiento en el que la relación entre las tensiones verticales y horizontales puede ser de dos formas:



**Figura 1.** Coeficientes de tierras. a) Reposo. b) Estado límite-empuje activo. c) Estado límite-empuje pasivo (adaptado de Jiménez Salas, 1975).

- $K_a$  (coeficiente de empuje activo). La pantalla introducida en el terreno cede y se desplaza hacia la excavación. El suelo de la zona de trasdós se deforma, produciendo una variación de los esfuerzos horizontales y, por lo tanto, de los esfuerzos cortantes sobre la estructura. Si la pantalla se sigue moviendo el terreno acabará por romperse, formándose una cuña de empuje. A partir de ese momento el suelo entra en régimen plástico y genera un empuje final, distinto del empuje en reposo. Su valor es menor que  $K_0$ , por lo que se puede decir que el terreno se ha descomprimido horizontalmente y ha alcanzado el estado activo.
- $K_p$  (coeficiente de empuje pasivo). Mayor que  $K_0$ . Contrario al caso anterior, si forzamos la pantalla para que se mueva contra el suelo, se formará una cuña de resistencia que se impulsará hacia atrás y hacia arriba si la fuerza actuante es muy elevada.

De este modo, se definen dos estados principales de rotura del terreno llamados estado límite activo y estado límite pasivo, correspondientes a la teoría de Rankine, donde cada uno de ellos influye en el empuje producido sobre la estructura.

## MODELO CONSTITUTIVO

Para la modelación numérica se usó el modelo lineal elástico, el cual está basado en la ley de Hooke de relación lineal esfuerzo-deformación.

La ley de esfuerzo-deformación se puede expresar en términos de dos parámetros del suelo, llamados módulo de elasticidad ( $E$ ) y relación de Poisson ( $\nu$ ).

## ANÁLISIS DE INFORMACIÓN

Se recopiló información de tres proyectos de edificaciones con sótanos de hasta tres niveles. Todos los proyectos se encuentran ubicados en el norte de Bogotá, entre las calles 80 y 100 y entre las carreras 7 y 15.

Los suelos corresponden en su mayoría a arcilla y limos de alta plasticidad, con algunos lentes de turba y algo de arena.

Los estudios de suelos analizados definen que entre los primeros 5 a 7 metros existe una costra de suelo sobreconsolidado, por lo que la resistencia al corte no drenado es más alta en esta zona. A partir de allí la resistencia no drenada ( $c_u$ ) disminuye, manteniendo valores entre 20 y 40 KPa. Los suelos existentes tienen una consistencia blanda a media.

El módulo de elasticidad ( $E_u$ ) se obtuvo a partir de las correlaciones propuestas (ecuación 4 y ecuación 5), teniendo en cuenta si el suelo es normalmente consolidado o sobreconsolidado.

$$E_u = 250 \text{ a } 500 c_u$$

**Ecuación 4.** Correlación módulo de elasticidad para arcillas normalmente consolidadas.

$$E_u = 750 \text{ a } 1000 c_u$$

**Ecuación 5.** Correlación módulo de elasticidad para arcillas sobreconsolidadas.

La primera lectura (línea roja) está relacionada con el desplazamiento que se presentó durante la primera etapa de excavación y la segunda lectura (línea verde) con la excavación realizada para la segunda etapa (figura 4).

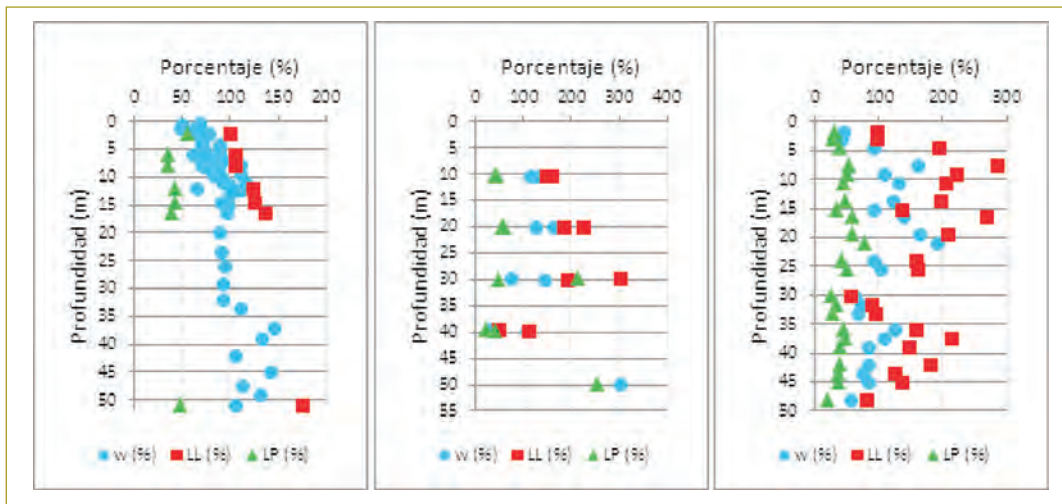


Figura 2. Valores de humedad, límite líquido y plástico.

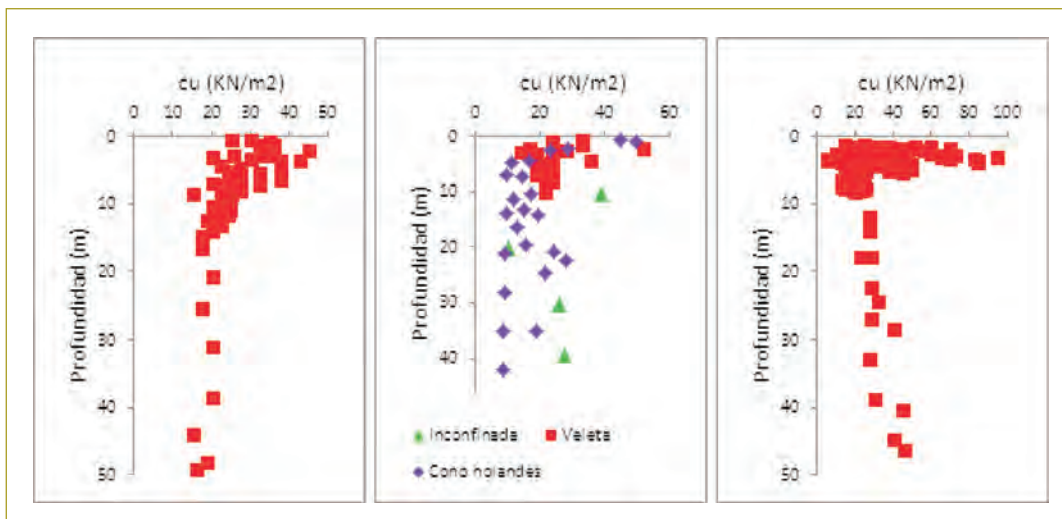


Figura 3. Resistencia al corte no drenado ( $c_u$ ).

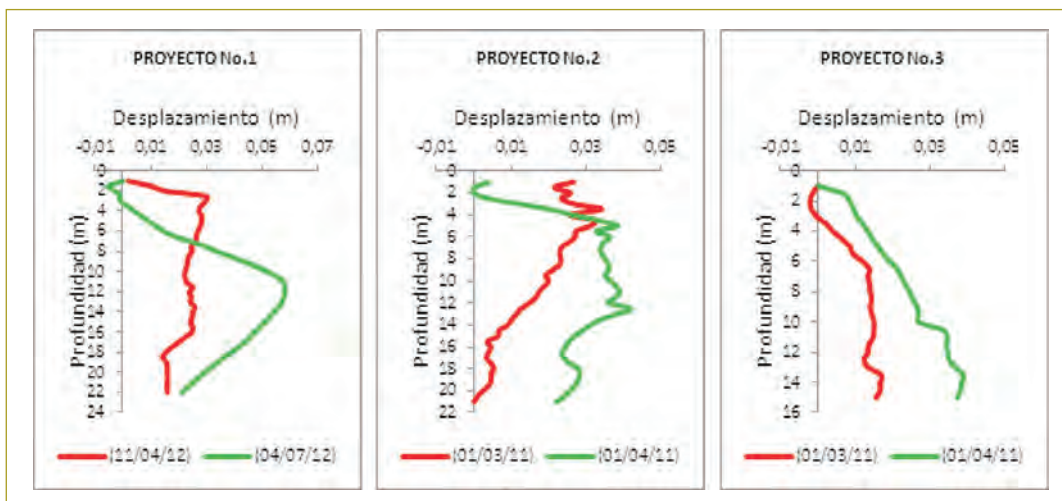


Figura 4. Desplazamientos horizontales a partir de inclinómetros.

Profundidad (m)	$E_u$ (KN/m <sup>2</sup> )	Profundidad (m)	$E_u$ (KN/m <sup>2</sup> )	Profundidad (m)	$E_u$ (KN/m <sup>2</sup> )
0,00 - 1,20	30000	0,00 - 3,90	25000	0,00 - 2,00	15000
1,20 - 2,65	31000	3,90 - 20,10	2800	2,00 - 3,00	31500
2,65 - 9,65	20000	20,10 - 21,60	1350	3,00 - 8,00	15000
9,65 - 14,20	18000	21,60 - 39,60	2450	8,00 - 21,00	21000
14,20 - 40,00	6150	39,60 - 50,50	2550	21,00 - 22,50	8400
40,00 - 60,00	7000			22,50 - 24,50	10000
				24,50 - 43,50	8550
				43,50 - 50,00	12000

Figura 5. Módulos de elasticidad iniciales.

## VARIABLES DE DISEÑO

VARIABLES DE DISEÑO  
Variables como las propiedades geométricas y geomecánicas del subsuelo, y del material del cual están construidas las pantallas, se presentan a continuación.

En los proyectos estudiados se aprecian excavaciones de hasta tres sótanos, con profundidades de excavación máximas de 11,4 metros, ancho entre 19 y 36 m y longitud que varía entre 20 y 50 m. Las pantallas tienen un espesor que oscila entre 30 y 40 centímetros y una longitud entre 30 y 40 metros.

Para los estratos de suelo existentes en cada uno de los proyectos, inicialmente se usaron los parámetros del módulo de elasticidad no drenado ( $E_u$ ), estimados a partir de los estudios de suelos existentes. En cuanto a la relación de Poisson ( $\nu$ ), se adoptó un valor característico para arcillas blandas de 0,35.

Para el caso de las estructuras como pantallas y puntales, éstos tienen dos propiedades generales:

- El espesor equivalente ( $d$ ), el cual se calcula automáticamente por medio de la relación de la rigidez axial (EA) y la rigidez a la flexión (EI).
- El peso ( $w$ ), el cual es una fuerza por unidad de ancho en dirección perpendicular al plano.

## MODELACIÓN NUMÉRICA Y RESULTADOS

### Cálculo de desplazamientos horizontales en la pantalla

Primero se calcularon los desplazamientos horizontales por medio de Plaxis 2D, utilizando los módulos de elasticidad obtenidos a partir de los estudios de suelos, y se encontró que los desplazamientos no tienen un comportamiento similar a los medidos a partir de inclinómetros (figura 6).

Tabla 1  
Parámetros de diseño para elementos estructurales (pantalla y sistemas de apuntalamiento)

Parámetro	Nombre	Valor proy. 1	Valor proy. 2	Valor proy. 3	Unidad
PANTALLA					
Tipo de comportamiento	Tipo de material	Elástico	Elástico	Elástico	
Rigidez axial	EA	3,45 E+08	1,93 E+08	6,78 E6	kN/m
Rigidez a la flexión	EI	4,60 E+06	1,46 E+06	1,69 E+06	kN/m <sup>2</sup> ·m
Peso	w	2,4	2,8	1,8	kN/m/m
Relación de Poisson	$\nu$	0,2	0,2	0,2	
ELEMENTOS DE APUNTALAMIENTO					
Tipo de comportamiento	Tipo de material	Elástico	Elástico	Elástico	
Rigidez axial	EA	1,72 E+08	4,26 E+08	4,30 E+08	kN/m
Rigidez a la flexión	EI	2,3 E+06	1,07 E+07	1,07 E+07	kN/m <sup>2</sup> ·m
Peso	W	2,4	4,4	5,5	kN/m/m
Relación de Poisson	$\nu$	0,2	0,2	0,2	



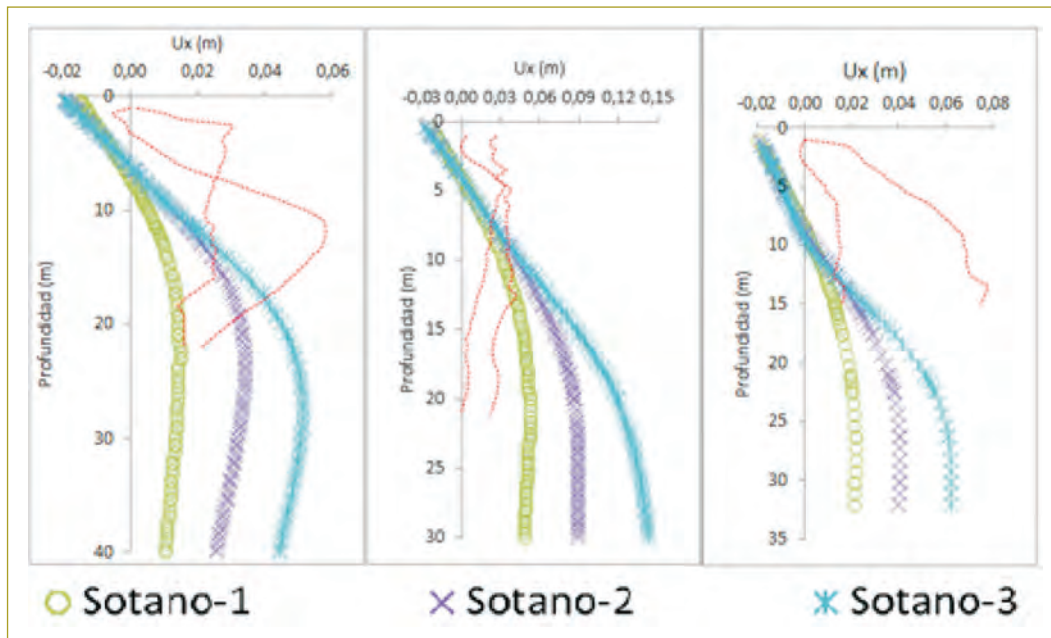


Figura 6. Desplazamientos horizontales utilizando  $E_u$  obtenidos a partir de los estudios de suelos.

Con el fin de obtener desplazamientos similares a los medidos con inclinómetros, se calibró el módulo de elasticidad hasta obtener comportamientos y valores cercanos a los de las lecturas. A continuación se muestran los desplazamientos obtenidos con los nuevos módulos de elasticidad ( $E_v$ ) (figura 7).

#### Cálculo de esfuerzos

Una vez obtenidos los desplazamientos horizontales en la pantalla, se calculan los esfuerzos totales que actúan sobre ésta. Se calculan los esfuerzos horizontales que actúan en el suelo, usando coeficientes de presión de tierras activos y pasivos, los ángulos de fricción para

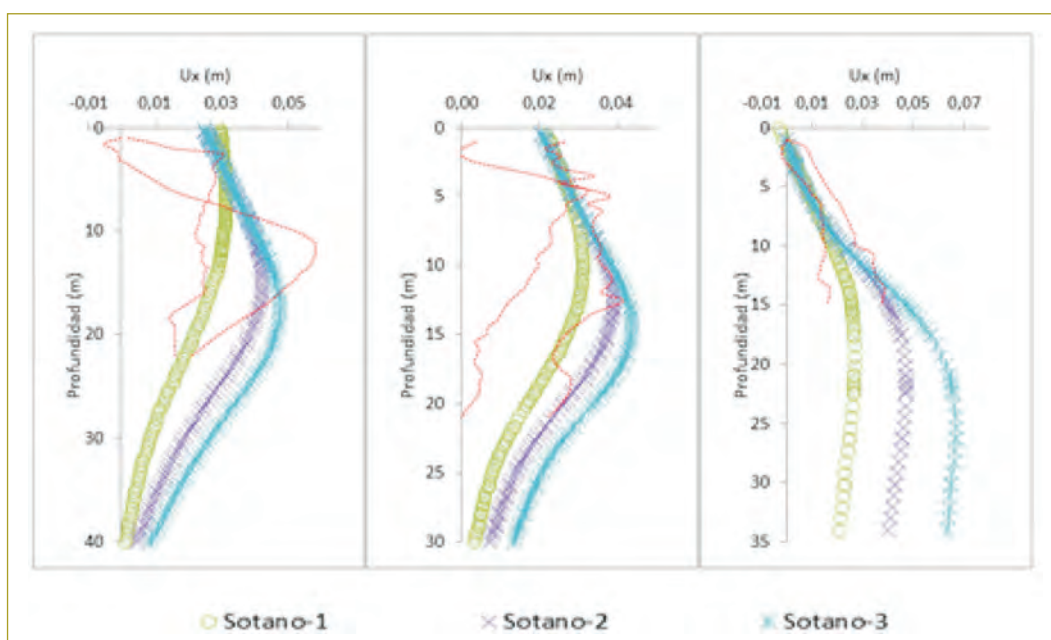
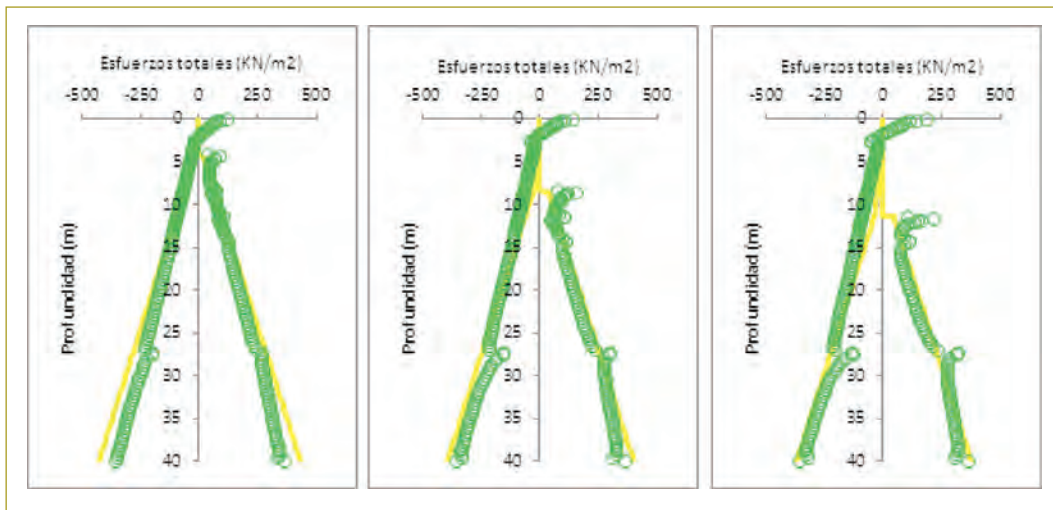


Figura 7. Desplazamientos horizontales calibrados.



**Figura 8.** Comparación entre esfuerzos horizontales totales para las tres etapas de excavación del proyecto 1 (Plaxis 2D vs. calibrados).

los diferentes tipos de suelo se obtuvieron empleando la correlación propuesta por Mitchell (1993), teniendo en cuenta el índice de plasticidad del material.

Los coeficientes de presión de tierras activos y pasivos ( $K_a$  y  $K_p$ ) se calcularon usando las ecuaciones propuestas por Rankine.

La línea amarilla corresponde a los esfuerzos horizontales totales obtenidos con el coeficiente de tierras calibrado tanto para el lado activo como para el lado pasivo. Se observa que esfuerzos horizontales totales ( $\sigma_p$ ) que actúan sobre la pantalla, obtenidos utilizando los coeficientes de tierras calibrados, tienen un comportamiento muy parecido a los que se obtienen usando el programa Plaxis 2D para condiciones no drenadas; esto

a su vez está asociado a los desplazamientos horizontales ( $U_x$ ) reales en la pantalla medidos con inclinómetros.

Los coeficientes de presión calibrados para el proyecto 1 permiten concluir que en el lado activo el valor del coeficiente calibrado corresponde aproximadamente al 47 % del coeficiente de tierras activo ( $K_a$ ), mientras que en el lado pasivo el coeficiente calibrado es igual al 10 % del coeficiente de tierras pasivo ( $K_p$ ).

Para el proyecto 2, los coeficientes de presión calibrados corresponden aproximadamente al 30 % del coeficiente de tierras activo ( $K_a$ ), mientras que en el lado pasivo el coeficiente calibrado es igual al 10 % del coeficiente de tierras pasivo ( $K_p$ ).

**Tabla 2**  
Coeficientes de presión de tierras calibrados (proyecto 1)

Profundidad (m)			$K_a$	$K_p$	$K_a$ calibrado	$K_p$ calibrado
Inicio	Fin	Prom				
0	1,2	0,6	0,399	2,509	0,1596	
1,2	2,65	1,9	0,399	2,509	0,1596	
2,65	9,65	6,2	0,439	2,279	0,1756	0,228
9,65	14,2	11,9	0,46	2,175	0,184	0,218
14,2	27,2	20,7	0,481	2,077	0,1924	0,208
27,2	40	33,6	0,481	2,077	0,1924	0,208
40	60	50,0	0,493	2,03	0,1972	0,203
60	80	70,0	0,493	2,03	0,1972	0,203

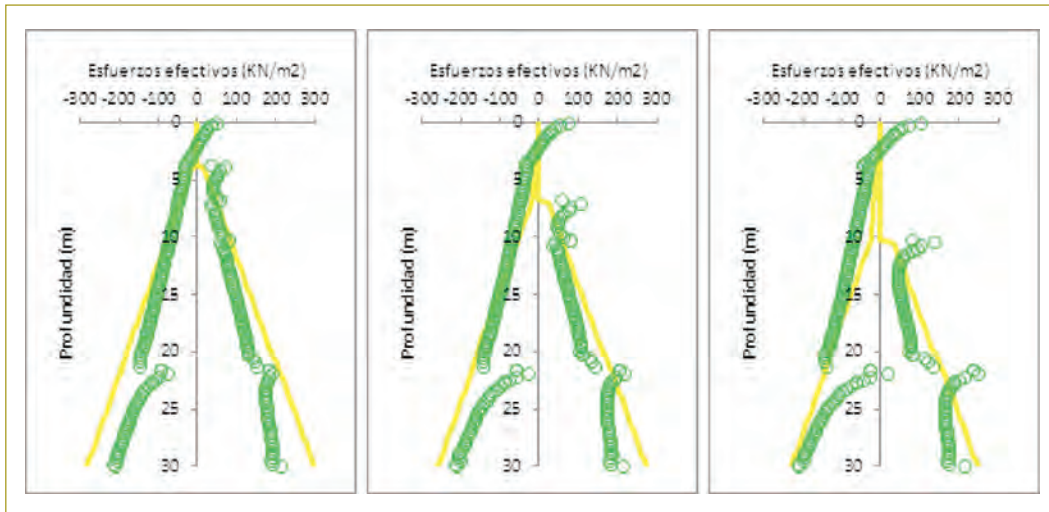


Figura 9. Comparación entre esfuerzos horizontales totales para las tres etapas de excavación del proyecto 2 (Plaxis 2D vs. calibrados).

Tabla 3  
Coeficientes de presión de tierras calibrados (proyecto 2)

Profundidad (m)		Prom.	$K_a$	$K_p$	$K_a$ calibrado	$K_p$ calibrado
Inicio	Fin					
0	3,9	2,0	0,481	2,077	0,144	
3,9	20,1	12,0	0,538	1,857	0,1615	0,186
20,1	21,6	20,9	0,493	2,030	0,148	0,203
21,6	39,6	30,6	0,460	2,175	0,138	0,217
39,6	62	45,1	0,538	1,857	0,161	0,186

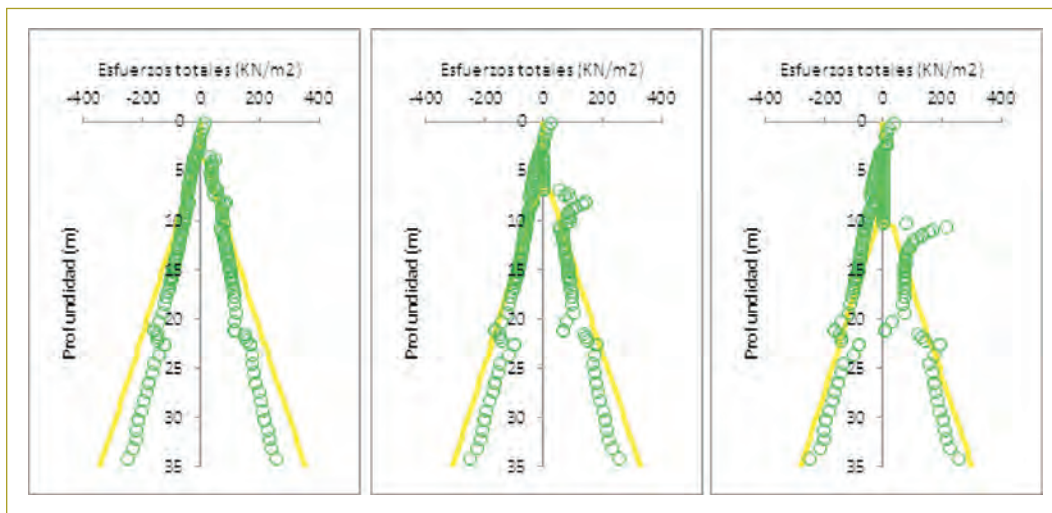


Figura 10. Comparación entre esfuerzos horizontales totales para las tres etapas de excavación del proyecto 3 (Plaxis 2D vs. calibrados).

**Tabla 4**  
Coeficientes de presión de tierras calibrados (proyecto 3)

Profundidad (m)			$K_a$	$K_p$	$K_a$ calibrado	$K_p$ calibrado
Inicio	Fin	Prom.				
0	2	1,0	0,439	2,279	0,132	
2	3	2,5	0,449	2,226	0,135	
3	8	5,5	0,550	1,817	0,165	0,182
8	21	14,5	0,538	1,857	0,162	0,186
21	22,5	21,8	0,550	1,817	0,165	0,182
22,5	24,5	23,5	0,493	2,030	0,148	0,203
24,5	43,5	34,0	0,493	2,030	0,148	0,203
43,5	50	46,8	0,460	2,175	0,148	0,203

Para el proyecto 3, los coeficientes de presión calibrados corresponden aproximadamente al 30 % del coeficiente de tierras activo ( $K_a$ ) mientras que en el lado pasivo el coeficiente calibrado es igual al 10 % del coeficiente de tierras pasivo ( $K_p$ ).

## CONCLUSIONES

La rigidez de los sistemas de apuntalamiento es una variable muy importante en los desplazamientos obtenidos en cada una de las etapas de la excavación.

Los coeficientes de presión de tierras obtenidos a partir de los esfuerzos horizontales totales calculados con Plaxis 2D son menores que los calculados utilizando la teoría de Rankine.

Los esfuerzos horizontales calculados usando teorías convencionales como las de Rankine o Coulomb están sobredimensionados, ya que para las deformaciones medidas no se alcanza el estado límite activo y pasivo.

Los coeficientes de presión de tierras movilizados para la condición activa corresponden entre el 30 y 45 % de los coeficientes activos de presión de tierras ( $K_a$ ), por lo que las presiones que se generan en la pantalla son menores que las calculadas con la teoría convencional de Rankine.

Para el caso de los coeficientes movilizados en la condición pasiva, el porcentaje es mucho menor, siendo el 10 % de los coeficientes de tierras pasivos ( $K_p$ ). Esto se debe a que mientras que se requiere un empuje activo determinado para conseguir un desplazamiento ( $\delta$ ) y llegar a la falla, en el lado pasivo se consigue el mismo desplazamiento, sin que se llegue a la falla.

Para el análisis preliminar, excavaciones en suelos blandos con sistemas de apuntalamiento, el valor del coeficiente de tierras activo y pasivo ( $K_a$  y  $K_p$ ) obtenido por teorías clásicas como Rankine puede ser multiplicado por 0,30 y 0,10, respectivamente. Esto permitiría obtener los esfuerzos actuantes en la pantalla para condiciones no drenadas.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bryson, S. & Zapata, D. (2012). Method for Estimating System Stiffness for Excavation Support Walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1104-1115.
- Chang-Yu, O. (2006). *Deep Excavation Theory and Practice*. Londres: Taylor & Francis Group.
- Clayton, J. & Milititsky, J. (1976). *Earth Pressure and Retaining Structures*. Londres: Surrey University Press.
- Kempfert, H.-G. G. (2006). *Excavations and Foundations in Soft Soils*. Holanda: Springer.
- Moya, J., & Salazar, R. (1997). *Excavaciones en condiciones complejas*. Bogotá, D.C.: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Plaxis 2D (2013). *Plaxis 2D*. Recuperado en el 2013 de <http://www.PLAXIS 2D.com/>.



# Estado del arte del ensayo de fracturamiento hidráulico

## State of the art of hydraulic fracturing test

**JORGE IVÁN CASTIBLANCO ROJAS<sup>1</sup> - RAMIRO GUTIÉRREZ RODRÍGUEZ<sup>2</sup>**

1. Magíster en Ingeniería Civil de la Escuela Colombiana de Ingeniería con énfasis en geotecnia.

2. Ingeniero civil de la Universidad Javeriana, especialista en Geotecnia y pavimentos y en Gerencia de construcciones.

jorgecastiblanco@ingetec.com.co - rgutier@ingetec.com.co

Recibido: 16/07/2014 Aceptado: 25/09/2014

Disponible en <http://www.escuelaing.edu.co/revista.htm>

### Resumen

En este artículo se proporciona el estado del arte del ensayo de fracturamiento hidráulico tanto en campo como en laboratorio. Se presenta su historia, pasando por los equipos necesarios y llegando hasta su interpretación. Luego se recopila la información de los ensayos de fracturamiento hidráulico que se han recreado en el laboratorio, y se muestran los procedimientos y equipos necesarios para la ejecución de este tipo de pruebas. Finalmente, con toda la información obtenida, se sacan conclusiones y se dan recomendaciones para simular el ensayo de fracturamiento hidráulico en el laboratorio.

### Abstract

This article provides a state of the art of on-site and laboratory hydraulic fracturing test. Its history is presented, along with the necessary equipment, and concluding with its interpretation. Afterwards, the information of hydraulic fracturing tests that have been recreated in the laboratory is compiled, presenting the procedures and equipment necessary for the implementation of this type of testing. Finally, with all the information obtained, conclusions and recommendations to simulate hydraulic fracturing test in the laboratory are presented.

## INTRODUCCIÓN

Conocer el estado de esfuerzos *in situ* en un macizo rocoso es un parámetro esencial para cualquier proyecto ingenieril que se desarrolle subterráneamente. En el diseño de un túnel a presión de una central hidroeléctrica, saber la magnitud del esfuerzo principal menor *in situ* ( $\sigma_3$ ) es un factor determinante para evitar que se presente el fenómeno de fracturamiento hidráulico en el macizo y así evitar pérdidas de agua que conducen a problemas en la generación o la estabilidad de laderas cercanas. En cuanto a proyectos de pozos de yacimientos de hidrocarburos, conocer los esfuerzos *in situ* es fundamental para determinar la magnitud y la dirección de la fractura y así controlar su propagación.

El estado de esfuerzos *in situ* se puede conocer con la técnica del fracturamiento hidráulico, en especial determinar el esfuerzo principal menor *in situ* ( $\sigma_3$ ). Por este motivo, el ensayo de fracturamiento hidráulico se considera importante, ya que con esta técnica se puede determinar el valor del esfuerzo principal menor *in situ* ( $\sigma_3$ ) del macizo rocoso. Por ser una técnica que ha venido evolucionando en el tiempo, se considera necesario revisar el estado del arte del ensayo de fracturamiento hidráulico. Esto requiere conocer el marco teórico y explicar el ensayo, las normas existentes y las variaciones que tiene, dependiendo de las condiciones del macizo y otras variables, así como sus funciones y la posibilidad de representar a pequeña escala ensayos de laboratorio que puedan recrear el comportamiento, con el fin de mejorar conceptos y el conocimiento para interpretar resultados en una forma más razonable.

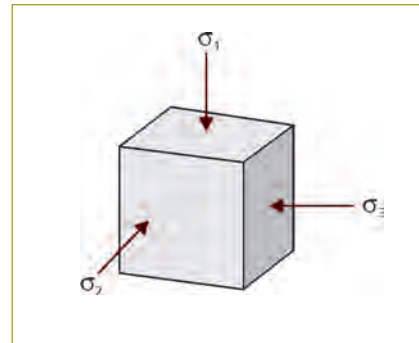
Confiamos en que este trabajo de grado ayudará a entender mejor la técnica del ensayo de fracturamiento hidráulico, su formulación e interpretación, para que en futuros megaproyectos en el país se pueda disponer de la información relacionada completa y adecuada.

## MARCO TEÓRICO

### Tensor de esfuerzos

Un esfuerzo principal se define como aquel que es normal al plano en el que se está aplicando y donde el esfuerzo cortante es nulo; si se considera un elemento de suelo a una profundidad  $z$ , se puede afirmar que éste se encuentra en equilibrio y que está sometido a tres tipos de esfuerzos principales externos  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$ , donde  $\sigma_1$  es el esfuerzo principal mayor,  $\sigma_2$  el esfuerzo

principal intermedio y  $\sigma_3$  el esfuerzo principal menor. Este trío de esfuerzos principales mantiene en equilibrio el elemento suelo, a pesar de que son diferentes en magnitud (figura 1) [1].



**Figura 1.** Esfuerzos principales de un elemento a una profundidad  $z$  [1].

### Tensores naturales

Los tensores naturales son los esfuerzos que existen en una determinada zona de la corteza terrestre, antes de que ésta haya sido sometida a la realización de cualquier tipo de excavación. La corteza terrestre está sometida a distintos tipos de tensiones o esfuerzos, cuyos efectos se manifiestan en los movimientos de las placas tectónicas, en las deformaciones de las rocas o en la liberación brusca de energía en forma de terremotos, entre otros. El estado de esfuerzos en la corteza terrestre obedece a distintas causas, pero las principales son los esfuerzos de origen tectónico, esfuerzos gravitacionales y esfuerzos de origen no renovable [1].

### Factores geológicos y morfológicos influyentes en el estado de esfuerzos

Existen varios efectos que separan el campo tensional natural del elástico, que deben tomarse en cuenta a la hora de hacer un modelo del comportamiento de una excavación, entre los que se destacan aquellos que se presentan a continuación:

#### Topografía

En zonas de topografía escarpada, como valles profundos, cañones, fiordos o ríos encajados, el empuje de los materiales situados en los laterales hará que aumente de

manera importante la tensión horizontal perpendicular a la estructura ( $\sigma_h > \sigma_v$ ) en el fondo de la depresión. Casos similares se han dado a bajas profundidades, en las que las tensiones horizontales ya eran altas antes de su excavación.

Otro ejemplo de la influencia de la topografía en la distribución de las tensiones son las narices topográficas o protuberancias que resaltan de la montaña. En estas narices se presentan relajaciones de los esfuerzos *in situ* en magnitud, pero con su orientación dirigida en forma normal o perpendicular al valle o al perfil idealizado, una vez eliminadas las protuberancias.

### **Erosión**

Si tras un equilibrio elástico inicial se produce una fase de erosión significativa y las tensiones horizontales se mantienen, entonces éstas tenderán a ser relativamente mayores de lo que eran en principio.

El efecto de la erosión cumple un papel importante en la confirmación del estado de esfuerzos en un macizo rocoso.

### **Efecto de las discontinuidades**

En las zonas con presencia de fallas, éstas tienden a convertir toda la energía en deformación. Así, en una zona muy comprimida tectónicamente ( $\sigma_h > \sigma_v$ ), al producirse la rotura, se liberan las tensiones concentradas y se produce deformación, por lo que las tensiones horizontales y verticales variarán de manera significativa, tendiendo a ser mínimas en dirección normal a la falla. Estos fenómenos suelen repetirse, originando sismos de mayor o menor escala.

### **Efecto de la tectónica**

Sin duda los efectos de la tectónica son los que mayor importancia suelen tener sobre el campo de los esfuerzos, de entre todos los que se han señalado. A partir de las características tectónicas observadas regionalmente en la zona que se va a estudiar, se puede tener una idea aproximada de cómo es el campo tensional.

La aparición de fallas inversas o cabalgamientos suele ser indicio de campos tensionales con un componente horizontal perpendicular al rumbo de estas estructuras muy elevado y típicamente mayor que la tensión hori-

zontal. Lo mismo ocurre en el caso de los plegamientos, en los que además el componente de tensión horizontal perpendicular al que originó los pliegues suele ser menor que el vertical.

Por el contrario, la presencia de fallas directas suele indicar una componente horizontal de tensión perpendicular al rumbo de las fallas más bien pequeño e inferior al componente vertical. En el caso de fallas de desgarre, el componente principal mayor de la tensión estará orientado en una dirección seudoparalela al plano de desgarre, que variará en función de las propiedades de la roca.

En todos los casos señalados, la orientación tensional indicada es la existente en el momento en el que se formaron las estructuras en cuestión, pero el campo tensional probablemente habrá variado con el paso del tiempo. No obstante, en muchos casos—en particular en el de grandes estructuras regionales— las orientaciones tensionales pueden conservarse.

## **Técnica del fracturamiento hidráulico**

### **Introducción**

La técnica del fracturamiento hidráulico consiste en medir el estado de esfuerzos *in situ* del macizo rocoso, con la interpretación del comportamiento de variables de caudal y presión de agua. El ensayo consiste en aislar una sección de un sondeo y aplicar presión hidráulica en sus paredes. La presión aplicada se incrementa hasta que las fracturas preexistentes se abran o hasta que se produzcan nuevas fracturas que se extiendan hasta conectarse con la fractura del macizo. Este ensayo proporciona las magnitudes y direcciones de las tensiones máximas y mínimas, en un plano perpendicular al sondeo.

El fracturamiento hidráulico se ha utilizado comercialmente en el área petrolera como una técnica de estimulación de pozos desde principios de los años cincuenta. Tales trabajos de fracturamiento se diseñaron para estimular la producción de reservas de petróleo con baja permeabilidad. Esta técnica involucra el bombeo de grandes cantidades de fluido y sólidos (propantes), creando así grandes fracturas llenas de propantes. Una fractura hidráulica masiva puede necesitar más de mil metros cúbicos de fluido y un millón de kilogramos de propantes. Entonces la fractura crea un canal de flujo de alta permeabilidad hacia el pozo que tenga más área de drenaje y hacia la formación con permeabilidad más



baja. Si la fractura no se llena con material sólido, ésta se cierra cuando la presión del fluido baja.

Los métodos de ensayo de fracturamiento hidráulico pueden dividirse en dos subgrupos: el método del fracturamiento hidráulico (HF) y el método del ensayo hidráulico en fracturas preexistentes (HTPF o hidrogateo). Estos métodos, que han encontrado aplicaciones en la caracterización e investigación de sitios de obra usando sondeos efectuados desde la superficie o desde excavaciones subterráneas, tienen la ventaja de que para su realización no requieren un conocimiento especializado de la deformabilidad de la roca y se pueden realizar sin mucha dificultad por debajo del nivel de agua. En general, los métodos hidráulicos son los más adecuados para profundidades mayores de 50 m.

En el método de fracturamiento hidráulico se presume que la dirección del sondeo está en la dirección del esfuerzo principal ( $\sigma_1$ ). Usualmente, se supone esto porque para sondeos perforados desde la superficie el esfuerzo vertical se calcula a partir del peso de la sobrecarga. El método hidráulico en fracturas preexistentes (HTPF) es el único método hidráulico y de determinación del esfuerzo *in situ* a grandes profundidades, ya que el sondeo no necesita asumirse vertical ni orientado perpendicularmente a los componentes del esfuerzo principal *in situ*.

### Historia

A continuación se presenta una relación de la historia y evolución de la técnica de fracturamiento hidráulico (tabla 1).

### Tipos de ensayos

En el ensayo del fracturamiento hidráulico existen dos métodos de realización: el método clásico (fractura hidráulica) y el método moderno (reapertura hidráulica) (figura 2).

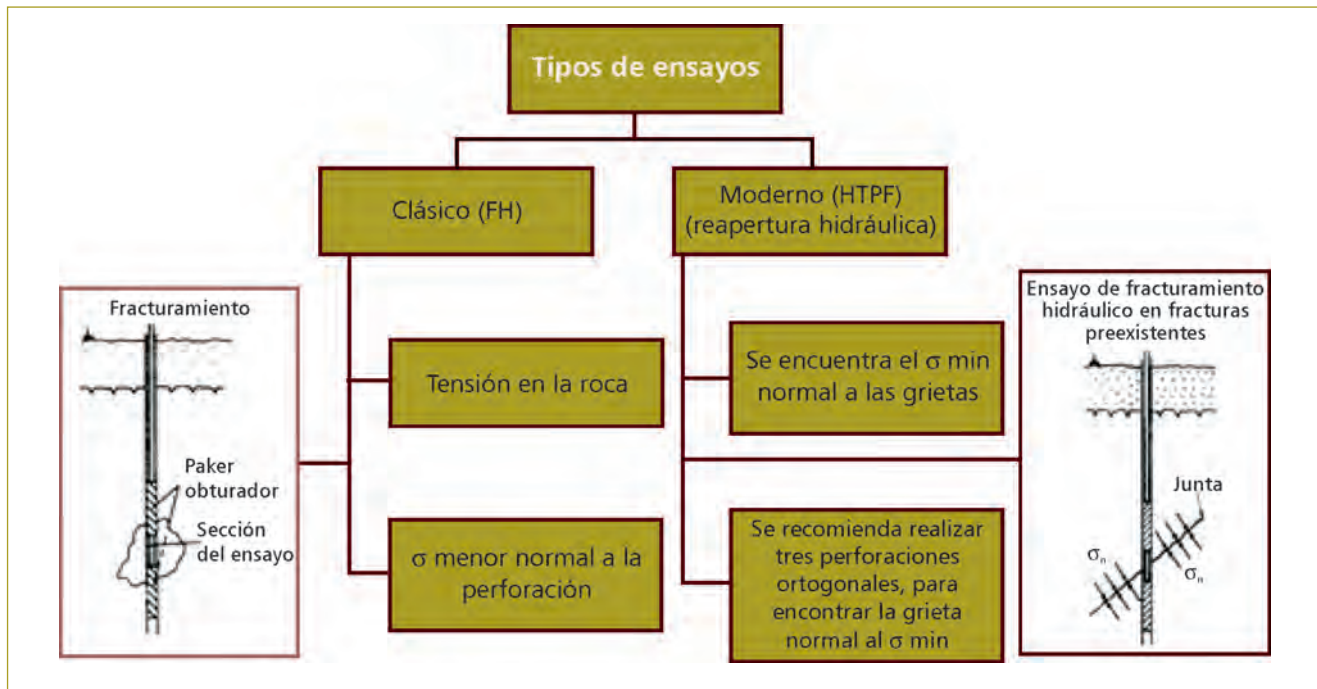
El ensayo FH (clásico) aplica para rocas masivas y el HTPF (hidrogateo) para macizos con fracturas preexistentes.

### Normas

El ensayo del fracturamiento hidráulico está regulado por la norma de la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales de pruebas estándar (ASTM, por su sigla en inglés), ASTM D4645 - 08 [3]. También como referencia se puede encontrar la siguiente en la *Revista Internacional de Mecánica de Rocas y Ciencias de la Minería* (ISRM, por su sigla en inglés). Métodos sugeridos para la estimación de la tensión en la roca. Parte 3: fracturación hidráulica (HF) o prueba hidráulica de fracturas preexistentes (HTPF) [4].

**Tabla 1**  
Resumen de la historia y evolución de la técnica de fracturamiento hidráulico [2]

Clark (1949)	Utilizó una técnica para propagar fracturas por tracción en el interior de un macizo rocoso mediante la inyección de agua a presión.
Barden y Howard (1953)	Realizaron los primeros ensayos de laboratorio.
Hubbert y Willis (1957)	Incorporaron la definición de los tres esfuerzos principales y afirmaron que la mínima presión de inyección depende sólo de la menor magnitud del esfuerzo principal y no de la geometría del sondeo o la calidad del fluido.
Scheidegger (1962)	Fue el primero en proponer un método para determinar los tres esfuerzos principales de manera directa con las tablas de presión al fondo del sondeo.
Kehle (1964)	Analizó la distribución alrededor de una sección sellada de un pozo y proporcionó un modelo para esto.
Fairhurst (1964)	Fue el primero en recomendar el fracturamiento hidráulico para el propósito primordial de medir esfuerzos. También implementó la técnica de impresión de la fractura.
Haimson (1968)	Fue el primero en enumerar la importancia de investigar el fluido usado para inducir y extender las fracturas.
Schonfeldt y Fairhurst (1970)	Fueron los primeros en hacer ensayos de campo en una mina subterránea en Minnesota.
Haimson (1973), Raleigh, Healy y Bredehoeft (1976)	Realizaron ensayos a una profundidad de 1900 m.



**Figura 2** Esquema ilustrativo de los tipos de ensayo de fracturamiento hidráulico.

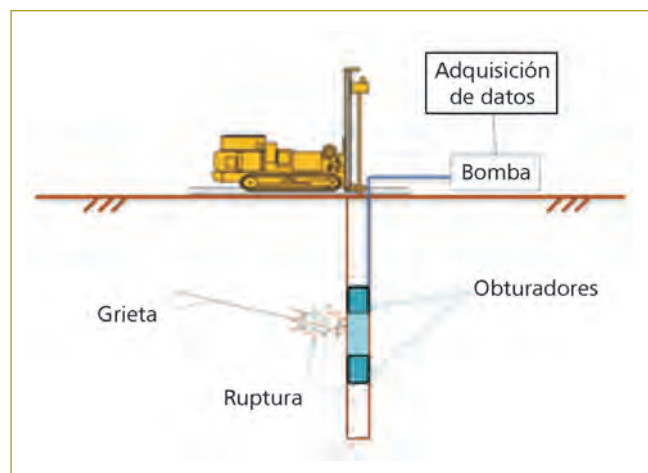
### Procedimiento para realizar ensayos de fracturamiento hidráulico

El procedimiento para realizar el ensayo se puede dividir en las siguientes etapas:

- Perforación de un sondeo hasta la profundidad deseada (alejado del campo de redistribución de esfuerzos si es desde una galería).
- Selección de la ubicación del ensayo.
- Instalación de la herramienta de fracturamiento.
- Presurización del sistema.
- Ciclos de presurización.
- Impresión de la fractura o las fracturas generadas.
- Ensayos para determinar la resistencia al fracturamiento,  $R_f$ .
- Análisis e interpretación de los resultados.

### Interpretación de resultados

La formulación depende de si es para el método clásico o el método moderno (según lo señalado en el ISMR [4]):



**Figura 3** Esquema ilustrativo del ensayo de fracturamiento hidráulico.

### Método clásico (fractura hidráulica)

Basado en la idea que la fractura se extiende en un plano perpendicular al esfuerzo principal menor, cuya magnitud es  $P_s$  (figura 4).

El esfuerzo horizontal menor que la perforación es  $\sigma_h$ , igual a:

$$\sigma_h = P_s \tag{1}$$

La dirección del  $\sigma_h$  se obtiene directamente desde el azimut de la HF. Entonces:

$\sigma_h$  dirección = dirección normal a la fractura hidráulica vertical.

El cálculo esfuerzo horizontal mayor que la perforación es  $\sigma_{HP}$ , basado en la suposición de la elasticidad lineal y en el efecto insignificante de la infiltración de un fluido en una fractura. Con la ausencia de fluidos en los poros del macizo rocoso, la magnitud del esfuerzo horizontal principal mayor es igual a:

$$\sigma_H = T + 3\sigma_h - P_c \tag{2}$$

Donde  $T$  es la resistencia a tracción de la roca y  $P_c$  es la presión de inicio de fractura o *breakdown*.

Para rocas saturadas y de baja permeabilidad, donde no hay percolación del fluido de fracturación en la formación antes de la apertura de la fractura, a menudo se supone que la presión de poros no se ve afectada por el estado de esfuerzos y que el concepto de los esfuerzos efectivos de Terzaghi se aplica a las rupturas de tracción. En este caso, llegamos a la siguiente ecuación:

$$\sigma_H - P_0 = T + 3(\sigma_h - P_0) - (P_c - P_0) \tag{3}$$

Entonces:

$$\sigma_H = T + 3\sigma_h - P_c - P_0 \tag{4}$$

El esfuerzo vertical se asume como la sobrecarga, y si el plano de la fractura se registra perpendicular respecto al eje de perforación, este eje se encuentra paralelo al esfuerzo principal menor.

#### Método moderno (reapertura hidráulica)

Se debe parametrizar el campo de esfuerzos y definir una función con las desviaciones entre los datos visualizados y los computados (modelados). Se requiere un mayor número de ensayos respecto al anterior, dado que en este método no se encuentran los esfuerzos mínimos, sino los esfuerzos normales requeridos para la apertura de las fracturas que hay que considerar. Así, a pesar de que se oriente la perforación en un eje principal, la lectura de la presión no se hará sobre un plano perpendicular a este eje.

Se necesitan al menos seis parámetros para conocer el estado de esfuerzos completo en un punto. Luego, una completa determinación de los esfuerzos teóricamente requiere al menos seis ensayos, sobre la fractura, con diferentes orientaciones y buzamientos, para resolver el sistema lineal provisto por:

$$\sigma_n^m = \sigma(X_m) n_m n_m \tag{5}$$

Donde  $m$  refiere al número del ensayo,  $X_m$  es la localización del ensayo  $m$ ,  $\sigma_n^m$  refiere al esfuerzo normal soportado por la fractura con normal  $n_m$  y  $\sigma(X_m)$  es el tensor de esfuerzos en  $X_m$ .

Por cada ensayo completado se miden los valores del esfuerzo normal y el plano de orientación de la fractura.

Se pueden tener grandes distancias entre los ensayos, por lo que se debe considerar un gradiente de esfuerzos. Se ha encontrado conveniente parametrizar asumiendo una variación lineal a lo largo del eje de la perforación, donde los valores se encuentran con la siguiente función:

$$\sigma(X_m) = \sigma(X_0) + (X_m - X_0) \alpha \tag{6}$$

Siendo  $\alpha$  el gradiente a lo largo de la perforación (en profundidad).

Dependiendo de lo que se asuma en el modelo teórico del ensayo, se requerirán entre tres y catorce ensayos para determinar por completo el tensor de esfuerzos *in situ*. La función de desviación define las diferencias entre los valores observados y los computados que determina el modelo de esfuerzos. La solución se define para minimizar las discrepancias y adaptar de manera más cerrada los valores al modelo. La función envuelve los errores en los esfuerzos normales y en la orientación de los planos de falla.

Integrando HTPF con HF, se ve conveniente combinar los dos métodos, en especial cuando la perforación se hace en forma paralela a un esfuerzo principal. HF aportaría el valor del esfuerzo principal menor y su orientación, y HTPF ayudaría a encontrar la magnitud del esfuerzo horizontal mayor y los componentes del estado de esfuerzo vertical, sin requerir la consideración de presión de poros o de la resistencia a tracción. Así, resulta indispensable un número mínimo de tres ensayos para consideraciones de redundancia.

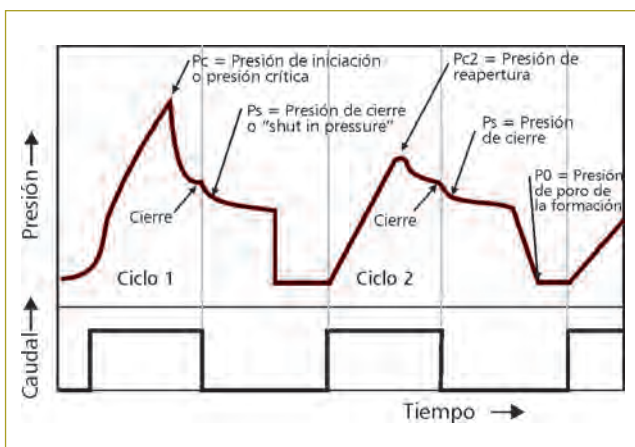
### Obtención de parámetros

El equipo debe estar en la capacidad de poder medir con bastante exactitud y confiabilidad las variables de presión hidráulica en el hueco y caudal de agua inyectado en tiempo real, realizando al menos varios ciclos de presurización y despresurización, de tal manera que al examinar posteriormente los datos de caudal versus presión o decaimiento de presión (*shut-in*) en el tiempo, se pueda interpretar el esfuerzo principal menor.

Generalmente en el último ciclo, después de haberse extendido la grieta o conectado el sistema a las fracturas preexistentes, se realiza la curva de caudal versus presión en tiempo real. En el punto donde se presenta el cambio de pendiente, se interpreta como aquel donde la grieta se abre por el esfuerzo menor ( $\sigma_3$ ). La otra forma es realizando la curva de decaimiento de la presión en el tiempo, para encontrar el punto desde la grieta y que se hace equivalente al esfuerzo principal menor.

Para hallar la presión de caída o *breakdown* ( $P_b$ ), se toma del pico del primer ciclo y se representa la fractura hidráulica HF y la apertura de la fractura en el método HTPF. Luego de alcanzar el pico la presión decae, así el bombeo continúe en la tasa inicial.

La presión de cierre o *shut-in* ( $P_s$ ) es el punto de ascenso de los siguientes ciclos, donde la pendiente empieza a decrecer respecto a la mantenida en el primer ciclo. La pendiente decrece porque se presentan infiltraciones de la fractura reabierta para la misma tasa de flujo en el método HF (figura 4), según lo mencionado para la reapertura de la fractura.



**Figura 4** Curva de presión vs. tiempo junto con la tasa de flujo, para el método de fractura hidráulica [5].

La presión *shut-in* ( $P_s$ ) se presenta cuando se cierra la fractura, luego de que se impide el ingreso de flujo, por lo que se analizan las pendientes y los puntos de inflexión. Existen varios métodos propuestos por diversos autores para interpretar el cierre de la grieta y consecuentemente el esfuerzo menor ( $\sigma_3$ ) equivalente, donde obtienen esta presión de forma gráfica (tabla 2).

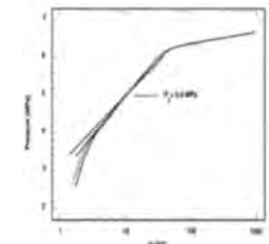
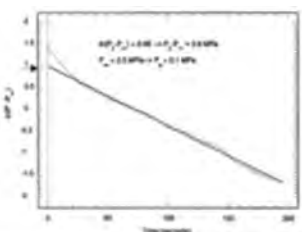
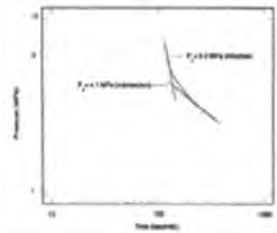
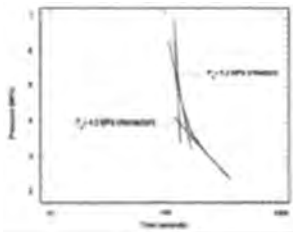
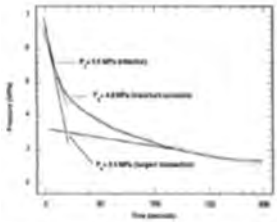
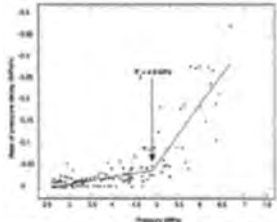
### Aspectos geotécnicos para el ensayo

Cuando se van a llevar a cabo proyectos de ingeniería civil, como hidroeléctricas con túneles a presión, lo que interesa es la magnitud del esfuerzo principal menor ( $\sigma_3$ ) para definir la longitud del revestimiento impermeable o modificar los esquemas de trazado, buscando así una reducción del costo importante en la obra. Los revestimientos impermeables evitan que ocurra el fenómeno de fracturamiento hidráulico durante la operación de la hidroeléctrica. Esto sucede cuando se tiene una caverna de máquinas, donde el agua a presión que viene del embalse se transporta por unos túneles de carga, los cuales hacen que revolucionen las turbinas y, por ende, la energía eléctrica. Esta presión puede llegar a romper o abrir el macizo rocoso que se encuentra antes de la caverna de máquinas en los túneles de carga, por el cual es necesario poner un revestimiento en el túnel a presión para que el macizo resista las altas presiones. Por eso es tan importante medir el esfuerzo principal menor ( $\sigma_3$ ) y así hallar la resistencia mínima que posee el macizo rocoso, así como diseñar el revestimiento del túnel o modificar el esquema de desarrollo.

Hay muchos ejemplos de cómo los resultados de los ensayos de fracturamiento hidráulico ayudaron al diseño definitivo de varias hidroeléctricas en el mundo, como Canadá (Tulnustuc, Eistmain, Peribonka y Santa Marquite), Bolivia (Proyecto Misicuni), Perú (Proyecto El Platanal) y Colombia (Guavio, Mesitas, Chivor, Porce III, Tuluá Alto y Bajo, Sogamoso, Amaime, Amoya y Cucuana). Esto se puede profundizar más en el artículo de A. Marulanda, C. Marulanda y R. Gutiérrez (2011).

Para programar un ensayo de fracturamiento hidráulico y obtener los parámetros del esfuerzo *in situ* es preferible conocer previamente las propiedades mecánicas de la roca y del macizo rocoso, como la permeabilidad y el esfuerzo a tensión.

**Tabla 2**  
Soluciones gráficas para encontrar la presión *shut-in*

Método	Gráfica
Solución gráfica para encontrar la presión <i>shut-in</i> por el método de McLenan y Roegiers.	
Solución gráfica para encontrar la presión <i>shut-in</i> por el método de la curva de decaimiento exponencial.	
Solución gráfica para encontrar la presión <i>shut-in</i> por el método de la curva Log (presión) vs. Log (tiempo).	
Solución gráfica para encontrar la presión <i>shut-in</i> por el método de la curva de presión vs. Log (tiempo).	
Solución gráfica para encontrar la presión <i>shut-in</i> por el método de la curva de presión vs. tiempo.	
Solución gráfica para encontrar la presión <i>shut-in</i> por el método bilineal de tasa de decaimiento de presión.	

Para el propósito de determinar el esfuerzo normal mínimo, se inyecta un fluido al macizo rocoso. Este esfuerzo puede ser de valor bajo y estar en el macizo, donde el caudal durante la inyección es alto o puede ser alto en un macizo donde el caudal es bajo. El primer caso corresponde a rocas permeables y el siguiente caso corresponde a rocas impermeables. A continuación se muestra una gráfica de presión versus caudal de una roca permeable y una impermeable, con el fin de interpretar el esfuerzo principal menor *in situ*. Este tipo de gráfica se construye con los datos de presurización en uno de los ciclos (preferiblemente uno de los últimos), donde se deja extendida la grieta y se logra el equilibrio del sistema. Con la apertura de la grieta hay un cambio de permeabilidad y se relaciona con el esfuerzo principal menor *in situ* ( $\sigma_3$ ).



**Figura 5** Tendencia típica para macizos rocosos permeables e impermeables [6].

Otro aspecto que hay que tener en cuenta en el ensayo es el relacionado con los equipos, los cuales deben ser suficientemente rígidos para evitar flujos inestables y pérdidas de presiones como, por ejemplo, cuando se da la dilatación radial. Estos equipos deben ser simples, móviles, potentes, confiables. Además, deben estar definidos en concordancia con las necesidades y su adaptación a trabajos difíciles, porque ni un solo dispositivo ni un solo equipo son útiles para todas las condiciones del sitio (Marulanda, Gutiérrez & Vallejo, 1990 [6]).

## ASPECTOS SOBRESALIENTES DE RECREACIONES EN LABORATORIO

Debido a que se han hecho ensayos en numerosos trabajos ingenieriles y se han generado muchas dudas en la interpretación del valor del  $\sigma_3$ , parte de este trabajo fue investigar los ensayos de FH recreados en laboratorio para esclarecer algunas de las inquietudes, como la permeabilidad del macizo, la inelasticidad, la rugosidad, etc. A continuación se muestran diferentes investigaciones realizadas en el laboratorio para recrear el ensayo de fracturamiento hidráulico con sus objetivos y luego se muestran las conclusiones más relevantes de dichas investigaciones.

Según lo recopilado de los ensayos de fracturamiento hidráulico recreados en el laboratorio, indicados en la anterior tabla, se pudieron concluir los siguientes aspectos:

- Hay que hacer una corrección en la tasa de inyección al realizar el ensayo, por medio de la relación entre la diferencia entre la medida de la tasa de inyección y la tasa efectiva de inyección. Esta diferencia se da a causa de la compresibilidad del fluido. Otra razón es que el fluido almacenado en el sistema de inyección no se mantiene constante a causa de la deformación de la perforación y los tubos con la presión de inyección. La tasa de flujo aplicada a la bomba difirió de la tasa de flujo que realmente se aplicó a la perforación de la muestra.
- La fractura es insensible al tamaño de la muestra, cuando la longitud de la fractura es menor que el radio medio de la muestra.
- Las fracturas residuales cortas adyacentes a la perforación pueden permanecer abiertas, aun después de un periodo muy largo del *shut-in*, debido a la deformación plástica de la muestra.
- La reología del fluido tiene una fuerte influencia sobre la tendencia de la fractura, en materiales de alta permeabilidad.
- La desviación más importante del comportamiento de las fracturas elásticas es una presión más grande de inyección, anchura más grande, y la presión de cierre mucho más baja que las presiones de confinamiento.
- Cuando se tiene una roca muy porosa, la propagación de la grieta en un ensayo de fracturamiento hidráulico es muy dependiente a la resistencia intergranular del material.

**Tabla 3**  
Recopilaciones de investigaciones del ensayo de fracturamiento hidráulico

Autor	Objetivo de investigación
Y. Dong (2010) [7]	Realizó una serie de ensayos de laboratorio para poder captar el proceso de iniciación y propagación de la fractura hidráulica en muestras de arena y promover la contención de la fractura en muestras estratificadas.
Song, Suh, Wong y Haimson (2001) [8]	Llevaron a cabo pruebas de laboratorio de fracturamiento hidráulico en cilindros huecos de roca arenisca, con el propósito de establecer una relación correcta entre la presión de ruptura y la tensión presentada en las areniscas de alta porosidad.
M. Liberman (2012) [9]	Desarrolló y probó un modelo a escala de un pozo en condiciones <i>in situ</i> , en el cual comparó los modelos analíticos y numéricos que describen el fenómeno de la presión de fractura, investigó el efecto de la concentración de bentonita y el $\text{CaCO}_3$ en el gradiente de fractura.
L. Casas (2006) [10]	Por medio de un ensayo de laboratorio de fracturamiento hidráulico, intentó recrear la propagación de la fractura observada a escala de campo.
Frash, Gutiérrez y Hampton (2013) [11]	Realizaron ensayos de laboratorio controlado de fracturamiento hidráulico para recrear un yacimiento de enlace geotérmico (EGS) con muestras de granito y aportar información valiosa para este tipo de sistemas.
B. Haimson (1981) [12]	Recopiló experiencias en ensayos de laboratorios de fracturamiento hidráulico y recomendó varios aspectos que se deben tener en cuenta cuando se quiere realizar este tipo de ensayos.
Zhou y Xue (2011) [13]	Llevaron a cabo experimentos de laboratorio de fracturamiento hidráulico, para investigar la influencia de los sistemas de fracturas naturales aleatorias en su geometría y el comportamiento de la propagación de las fracturas hidráulicas.
Papadopoulos, Narendran y Cleary (1983) [14]	Hicieron un gran número de experimentos de laboratorio de fracturamiento hidráulico para estudiar el crecimiento de las fracturas hidráulicas, especialmente teniendo en cuenta la interacción tectónica y de reorientación de las fracturas en diversas geometrías.
Barla, Bertacchi, Zaninetti, Rossi y Vilemo (1986) [15]	Recopilaron varios aspectos en las mediciones de los ensayos de fracturamiento hidráulico hechos en campo y laboratorio en Italia. Esto para aumentar el conocimiento de los esfuerzos <i>in situ</i> en Italia.

- Al graficar la parte ascendente de la curva presión-tiempo, de los resultados del ensayo de fracturamiento hidráulico, en la forma de  $dP/dt$ , en función de la presión, se pueden obtener los valores de presión pico y presión de reapertura de una forma más precisa y realística.
- Los criterios clásicos del fracturamiento hidráulico de Hubbert y Willis (1997), y Haimson y Fairhurst (1997), son insuficientes para una roca arenisca, ya que no toman en cuenta el efecto de la tasa de presurización al realizar el ensayo.
- El modelo de fracturamiento hidráulico de Detournay-Cheng (D-C) (1992), indicó cómo la tasa de presurización de la perforación influía en la condición de la falla a tensión y no dependía de si la roca es impermeable o permeable.
- La velocidad de la presurización se ve muy afectada cuando se tienen rocas muy permeables, puesto que es indispensable aumentar la velocidad de flujo de la inyección o incrementar la viscosidad del fluido para sobreponer las pérdidas debido a las fugas que ocurren entre los poros de la roca. El criterio de fracturamiento hidráulico de Detournay-Cheng (1992) es uno de los más adecuados, ya que incorpora implícitamente el efecto de la velocidad de la presurización en la presión de ruptura.
- Experimentos realizados con muestras a las que se les varió la presión de confinamiento, a una velocidad constante, mostraron que el modelo de D-C (1992) requiere la incorporación de una ley general de la tensión efectiva, para así lograr que el modelo pudiera describir correctamente la relación entre la presión de ruptura y la tensión en alta porosidad en una roca arenisca.
- Cuando se llega a la presión pico, en un ensayo de fracturamiento hidráulico, existe un valor cumbre en las emisiones acústicas medidas en el ensayo.
- La aplicación de los principios de escala en el diseño de una prueba de fracturamiento hidráulico produce el crecimiento de la fractura similar a las condiciones de campo.
- El aumento de la viscosidad del fluido de fracturación desacelera el crecimiento de la fractura, produciendo la propagación de fracturas similares

a las de campo y con un tiempo suficiente para la recolección de datos.

- Cuando se realiza el ensayo en el laboratorio con un confinamiento alto, la propagación de la fractura plana es similar al modelo en tres dimensiones.
- Utilizar un control piezométrico de emisión acústica (AE) ha mostrado que durante el ensayo de fracturamiento hidráulico primario, una fractura delimitada y plana se propaga desde el pozo del sondeo en una dirección perpendicular al esfuerzo mínimo de confinamiento horizontal.
- Un ensayo de fracturamiento hidráulico en una muestra cúbica ( $1 \text{ m}^3$ ) provee los esfuerzos de confinamiento desiguales, lo cual se aproxima a lo que se encuentra en la corteza terrestre, mientras que en muestras cilíndricas se suponen que los esfuerzos horizontales son de igual magnitud.
- Cuando se utiliza un agente propante en el fluido de inyección para el ensayo de fracturamiento hidráulico, la conductividad hidráulica de la fractura hidráulica primaria es mayor que cuando no se utiliza dicho agente.
- El diámetro del orificio en el laboratorio, al ser pequeño, tiene un efecto impredecible en el esfuerzo a la tracción al fracturamiento hidráulico de la roca. Esto se debe a que el radio de la perforación del laboratorio es a veces del mismo orden de magnitud que el tamaño de grano, amplificando indebidamente la importancia de las imperfecciones menores en la roca.
- Cuando se hace un ensayo de fracturamiento hidráulico en el laboratorio, si la fractura alcanza la superficie exterior de la muestra, las condiciones de contorno se pierden.
- Las pruebas a pequeña escala tienen limitaciones muy claras con respecto a la iniciación y la extensión de las fracturas de la roca.
- La presión diferencial horizontal es tan importante en las mediciones del esfuerzo, que se recomienda la realización de un ensayo de fracturamiento hidráulico en unas instalaciones grandes, con una gran muestra cúbica y los tres esfuerzos principales diferentes.
- Al realizar el ensayo de fractura hidráulica en laboratorio, con muestras grandes y cúbicas, se pueden abordar temas como la fractura inducida, la intersección de la fractura con discontinuidades existentes,

pruebas con sondeos inclinados, la determinación del crecimiento de la fractura, la relación entre la inmersión de la fractura y la dirección de los esfuerzos principales, etc.

- La propagación de la fractura depende de una variedad de factores: de la presión del pozo o del caudal, de la viscosidad del fluido, del módulo de apertura y del confinamiento.
- Las fracturas naturales aleatorias y los esfuerzos diferenciales *in situ* dominan la geometría y el comportamiento en que se propagan.
- La fractura hidráulica tiende a ser una fractura dominante, con múltiples ramas aleatorias al encontrarse con una gran diferencia en los esfuerzos horizontales. Y la fractura hidráulica tiende a ser en parte vertical y plana con ramas, cuando se presenta una baja diferencia entre los esfuerzos horizontales.
- Cuando se hace un ensayo de fracturamiento hidráulico y se generan fluctuaciones en los valores de la presión, se ha podido establecer que está muy relacionada con la presencia de muchas pequeñas fracturas naturales aleatorias. Y cuando los valores de presión son lineales, se establece que las fracturas presentes son radiales.
- Cuando se tiene un material no isotrópico y no hidrostático, las grietas que se producen en el ensayo pueden comenzar con diversas orientaciones iniciales y pueden cambiar drásticamente hacia la dirección del esfuerzo máximo. Esto depende también de la tensión dividida a causa del exceso de presión.
- Existe una diferencia en la propagación de la fractura, cuando ésta se realiza en estratos diferentes, con módulos distintos.

Estos aspectos resuelven algunas de las dudas que existen en la realización del ensayo de fracturamiento hidráulico. Una de esas dudas fue la incertidumbre que se puede generar al hacer el ensayo en rocas porosas, pero según el autor (Dong, 2010), pero dicho autor concluyó que se puede realizar el ensayo en rocas muy porosas, siempre y cuando se maneje bien el fluido a utilizar y su caudal. Hay que tener en cuenta que en una roca porosa, el fracturamiento hidráulico se desarrolla intergranularmente.

Otro punto en discusión fue conocer qué tipo de fluido se debía utilizar para una mayor eficiencia en los resultados de los ensayos. Según Casas (2006), fue ne-



cesario efectuar un procedimiento de escala para hallar la viscosidad del fluido que hay que utilizar; esto para que la fractura se abra de manera adecuada y simule las condiciones de campo. Este autor recomendó los aceites a base de silicio con viscosidades de hasta 488.500 centipoises. Y según los resultados obtenidos por Barla (1986), este recomendó la glicerina como fluido para la realización del ensayo, ya que dieron resultados satisfactorios en cuanto a la presión de cierre.

Una tercera inquietud que se planteó en la ejecución de los ensayos fue la relación que pueden tener las grietas que existen alrededor del sondeo con los resultados. El autor (Zhou, 2011) indicó que las grietas aleatorias generan pequeñas fluctuaciones en la presión durante el ensayo. Estas grietas dominan la geometría y el comportamiento de cómo se propaga una grieta.

## RECOMENDACIONES PARA SIMULAR EL LABORATORIO DE FRACTURAMIENTO HIDRÁULICO

En el presente capítulo se hace una serie de recomendaciones para el montaje de un ensayo de laboratorio para recrear el fracturamiento hidráulico en un macizo rocoso.

Primero se presenta una recomendación para el montaje en laboratorio y para que el ensayo de fracturamiento hidráulico sea el más óptimo. Luego se muestran algunos equipos, necesarios para que el montaje se pueda realizar. Posteriormente se hace un acercamiento a las correlaciones de escala necesarias para que el ensayo en el laboratorio sea lo más representativo a un ensayo de campo. Finalmente, se dan otras opciones de montaje para el laboratorio.

### Selección de montaje

Según lo recopilado por varios autores, que han realizado el ensayo de fracturamiento hidráulico en el laboratorio, utilizar un montaje para un muestreo cúbico (1 m<sup>3</sup>) resulta óptimo para su éxito. Esto debido a que con una muestra así de grande se puede controlar mejor la presión de inyección y manipular los esfuerzos principales para que puedan ser de diferente magnitud. Esto elimina algunas variables que hacen que el experimento pueda resultar alterado.

Cuando se trabaja con una muestra grande, se pueden alterar algunas variables del ensayo para poder

acercarse a lo que realmente sucede en una fractura en campo, como por ejemplo poder variar la inclinación de la perforación o revisar cómo las diaclasas afectan el desarrollo de la fractura.

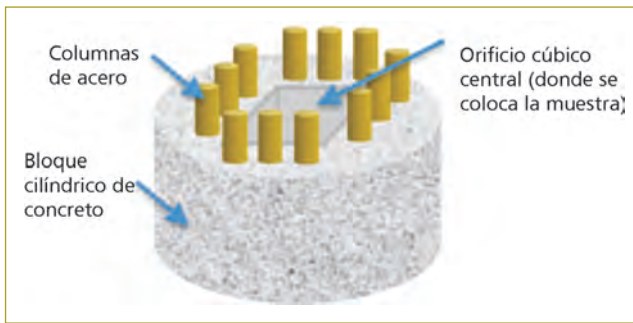
La utilización de una muestra cúbica implica aplicar un aparato triaxial verdadero o también llamado aparato de esfuerzos poliaxiales. El “verdadero” quiere decir que es un aparato que puede simular los tres esfuerzos principales por separado con magnitudes distintas, tal como se encuentra la muestra *in situ*. Cuando se trabaja con muestras cilíndricas, se utiliza un aparato triaxial común en roca, el cual sólo maneja dos esfuerzos: el de confinamiento ( $\sigma_3 = \sigma_2$ ) y el desviador ( $\sigma_1$ ).

La desventaja de hacer un ensayo con una muestra tan grande es, primero, que es muy complicado conseguir una muestra de ese tamaño; segundo, que el transporte de la muestra se torna complicado, lo cual lo hace inoficioso, y tercero, que el aparato triaxial para el montaje de una muestra de este tamaño implica poseer un gran espacio en el laboratorio y a veces eso no es posible.

En cambio, cuando se trabaja con aparato triaxial normal de roca en una muestra cilíndrica, la muestra puede tener una altura máxima de 20 cm, lo cual la hace más fácil de conseguir, además de que el aparato triaxial es más pequeño en comparación con el aparato triaxial verdadero.

Existen dos tipos de montajes del aparato de esfuerzos poliaxiales. El primero comprende un gran bloque de cemento cilíndrico con cilindros de acero alrededor, para darle mayor resistencia, y un orificio cúbico central (figura 6). Y también existe otro tipo de montaje del aparato de esfuerzos poliaxial, el cual consiste en un aro de acero de alta resistencia, en cuyo interior se encuentra un bloque de concreto con un orificio rectangular (figura 7). En ambos casos de montajes se colocan tres pares de placas de presión, o *flatjacks*, en las tres caras de la muestra cúbica. Los tres pares de *flatjacks* se presurizan para que una cara reaccione contra el frente de la roca y la otra reaccione contra la pared de la cámara interna y así simular los tres esfuerzos principales *in situ*.

Las dimensiones de los montajes dependen del espacio, la disponibilidad económica, la dimensión del *flatjack* y de las muestras que se quieran conseguir. Se han encontrado montajes con muestras desde 30 x 30 x 30 cm<sup>3</sup>, hasta de 76 x 76 x 91 cm<sup>3</sup>.



**Figura 6** Esquema del montaje del aparato de esfuerzos poliaxiales, tipo bloque de concreto.



**Figura 7** Esquema del montaje del aparato de esfuerzos poliaxiales, tipo bloque de concreto, envuelto en un anillo de acero de alta resistencia.

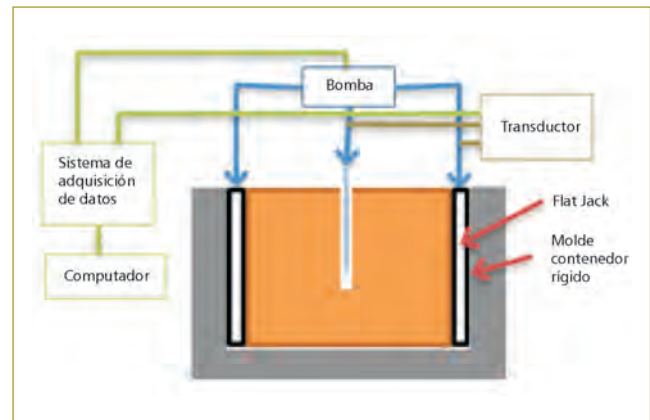
Cualquiera de los dos montajes es óptimo para realizar el ensayo de fracturamiento hidráulico.

### Equipos

Para poder recrear el ensayo de fracturamiento hidráulico es necesario tener equipos que generen la inyección del fluido y la presión de confinamiento, y equipos para el monitoreo del ensayo. A continuación se muestran los equipos necesarios para recrear el ensayo de fracturamiento hidráulico en el laboratorio.

### Otras opciones de montajes

Si el ensayo de fracturamiento hidráulico en una máquina triaxial real no es conveniente por razones de espacio o precio, existen equipos para hacer sólo el ensayo en muestra cilíndrica de fracturamiento hidráulico en el mercado. Por ejemplo, hay un equipo de fracturamiento



**Figura 8** Esquema ilustrativo de un corte transversal en el que se muestra la función de la bomba de inyección.

hidráulico para una muestra cilíndrica de máximo 10 cm de diámetro y 20 cm de largo, con una capacidad de confinamiento de 70 MPa y una carga axial de 1000 kN.

También existe otro tipo de aparatos que en principio funcionan para realizar un ensayo triaxial en roca, pero con una serie de accesorios; se puede hacer también el ensayo de fracturamiento hidráulico en este aparato triaxial en roca, que acepta muestras de 65 mm de diámetro máximo y una longitud de 130 mm, con el accesorio para efectuar el ensayo de fracturamiento hidráulico.

### CONCLUSIONES

El ensayo de fracturamiento hidráulico consiste en poder hallar el esfuerzo principal mínimo *in situ* ( $\sigma_3$ ) del macizo rocoso.

En este artículo se abordan la historia, la dinámica de la fractura hidráulica, los procedimientos, las normas, los aspectos geotécnicos que se involucran en el ensayo, la descripción de los equipos necesarios, la obtención de los parámetros, la interpretación de los resultados, sus ventajas y desventajas, la comparación con otros métodos y la presentación de los resultados. Con este marco teórico, se conceptualiza todo lo referente al ensayo.

La orientación de las fracturas que se forman en el ensayo no necesariamente es siempre en sentido horizontal, ya que mediante experimentos se comprobó que la fractura crece, dependiendo de los esfuerzos encontrados en el sitio. Si la fractura es horizontal, esto implica que el esfuerzo mayor es horizontal y el menor

es vertical. Si la fractura es vertical, los esfuerzos son al contrario: el mayor es vertical y el menor es horizontal. Y si el sondeo no está alineado con algún esfuerzo principal, la grieta se va desplegando de tal manera que cuando esté completamente desarrollada, ésta llegará a estar normal al esfuerzo principal menor *in situ*.

Cuando la perforación está paralela a un esfuerzo principal, se puede interpretar el ensayo de fracturamiento clásico. Si al realizar el ensayo la fractura se desarrolla escalonadamente, el ensayo podría estar mal orientado y, por consiguiente, el resultado del ensayo clásico no se podría validar.

En el mundo no se han hecho muchas recreaciones en el laboratorio del ensayo de fracturamiento hidráulico. Al recopilar la información de estos ensayos en el laboratorio, se tienen conceptos más claros de las dificultades y las conclusiones establecidas en todas las recreaciones. También se estableció que todavía quedan muchas dudas sobre cómo las variables que están involucradas en el ensayo afectan los resultados de éste, como por ejemplo la presencia de discontinuidades en el macizo y su orientación con respecto al sondeo, o la influencia de la inclinación de la perforación en la interpretación de los resultados.

Al recopilar los montajes, equipos y procedimientos necesarios para poder recrear los ensayos en el laboratorio de fracturamiento hidráulico, se pudo establecer que el montaje en un marco poliaxial cúbico es el más óptimo, pero el más complicado de crear. En cambio, el montaje en un aparato triaxial cilíndrico tradicional es el más sencillo de armar, ya que en nuestro medio existen más aparatos triaxiales en roca que aparatos poliaxiales.

A lo largo de esta investigación se encontró que los aspectos que interfieren en la interpretación de los resultados del ensayo de fracturamiento hidráulico son los siguientes:

- La permeabilidad y los macizos rocosos fracturados. Entre las fracturas pueden existir pequeños bloques o material de llenado entre las fisuras, que se mueven con el flujo de inyección y pueden producir que la fractura se mantenga abierta, lo que hace que la presión caiga bruscamente.
- Los macizos rocosos impermeables y poco fracturados. Se necesita un equipo con turbinas de flujo o medidores de flujo ultrasónicos, para que se puedan medir el caudal y la presión con una buena precisión y efectividad, para que los resultados no sean afectados.
- El transporte hidráulico que hay entre las rocas. Se genera un flujo turbulento cerca y dentro de la boca de la perforación, un flujo laminar a los alrededores de la fractura y a una distancia suficiente de la fractura; el flujo es prelaminar o nulo.
- La influencia de la inelasticidad. En un ensayo de fracturamiento hidráulico, la masa de roca de la fractura se comporta elásticamente, mientras que la región cerca de la punta, debido a una alta concentración de tensión, se comporta plásticamente. El tamaño está influenciado por el contraste entre la magnitud de las tensiones de campo lejanas, la fuerza de la roca, el módulo de Young efectivo, la viscosidad del fluido de fracturación y la velocidad de la propagación. Las puntas, al estar en un comportamiento plástico, reducen el nivel de intensidad de la tensión, lo que implica una presión mayor. También las presiones altas en las puntas pueden deberse al módulo de deformación de la roca, a la anisotropía en la zona o a las fracturas naturales.
- El retraso del fluido. Esto implica que el fluido de fracturación no llega a la punta de la fractura, debido a la formación de presión de poros en los materiales permeables. Cuanto mayor es la tenacidad de la fractura, menor será el tamaño del desfase del fluido.
- La influencia de la dilatación. Cuanto mayor es la dilatación, mayor es el tamaño de las zonas plásticas y más amplia serán las aberturas.
- La rugosidad en el macizo. Si la grieta tiene una superficie rugosa y es enfrentada con otra superficie rugosa pero con un desfase entre el uno y el otro, se puede provocar que la grieta no se cierre completamente y así los volúmenes de inyección se pueden reducir significativamente. También la rugosidad puede aumentar el gradiente de presión del fluido en la fractura, cuando la amplitud de la rugosidad es del mismo orden de la magnitud del ancho promedio de la fractura.
- Efectos térmicos. El macizo rocoso se puede encojer debido a los cambios de temperatura de caliente a frío. Esto puede reducir el esfuerzo menor *in situ*, a un nivel por debajo de la presión de inyección del sondeo.

Cada uno de estos aspectos se deben tener en cuenta cuando se intenta interpretar los resultados obtenidos en el ensayo de fracturamiento hidráulico, ya que si existe alguna varianza en los resultados, éstos pueden explicarse con los aspectos mencionados.

Estos artículos, además de dar soluciones, también generan nuevas inquietudes, como por ejemplo:

- Qué papel cumple el crecimiento de la fractura cuando se tiene un material que alrededor de la fractura es diferente en cuanto al módulo y la permeabilidad.
- Qué diferencias se generan en los resultados cuando se tiene una fractura inducida.
- Cómo la intersección de la fractura con discontinuidades existentes puede variar el caudal o la presión.
- Qué diferencia hay en resultados entre realizar una prueba con sondeos inclinados y verticales.

## BIBLIOGRAFÍA

- [1] González de Vallejo, L. I., Ferrer, M. & Ortuño, L. (2003). *Ingeniería geológica*, Ed. Pearson - Prentice Hall.
- [2] Amadei, B. & Stephansson, O. (2007). *Rock Stress and its Measurement* (1st ed.). Chapman & Hall.
- [3] ASTM (1989). Annual Book of Standards. Standard test method for the determination of the *in situ* stress using the hydraulic fracturing method (Designación D 4645-87). American Society for Testing and Materials, section 4, vol. 04.08, pp. 851-856.
- [4] Haimson, B.C. & Cornet, F. H. (2003). ISRM. Suggested Methods for rock stress estimation – Part 3: hydraulic fracturing (HF) and/or hydraulic testing of pre-existing fractures (HTPF). *International Journal Rock Mechanics & Mining Sciences*, 40, pp. 1011-1020.
- [5] Ramírez Oyanguren, P. & Monge, A.L. (2004). *Mecánica de rocas: fundamentos e ingeniería de taludes*, Ed. Red Desir.
- [6] Marulanda, A., Gutiérrez, R. & Vallejo, H. (1990). *Selection of equipment for hydro fracturing test in permeable rocks*. Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Rossmainth.
- [7] Dong, Y. (2010). Hydraulic Fracture Containment in Sand. Tesis para obtener el grado de doctor. Universidad Tecnológica de Delft. ISBN 978-90-9025459-3.
- [8] Song, I., Suh, M., Won, K. & Haimson, B. (2001). A laboratory study of hydraulic fracturing breakdown pressure in table rock sandstone. *Geosciences Journal*, vol. 5, N.º 3, pp. 263-271.
- [9] Liberman, M. (2012). Hydraulic Fracturing Experiments to Investigate Circulation Losses. M.Sc. Petroleum Engineering Dissertation, Missouri University of Science and Technology. Rolla, Missouri, USA.
- [10] Casas, L. (2006). Large scale hydraulic fracturing test on a rock with discontinuities. 41th US Rock Mech. Symposium. Golden, CO, Junio 17-12.
- [11] Frash, I., Gutiérrez, M. & Hampto, J. (2013). Scale Model Simulation of Hydraulic Fracturing for EGS Reservoir Creation Using a Heated True-Triaxial Apparatus. Effective and Sustainable Hydraulic Fracturing, Dr. Rob Jeffrey (ed.). ISBN: 978-953-51-1137-5, InTech, DOI: 10.5772/56113. <http://www.intechopen.com/books/effective-and-sustainable-hydraulic-fracturing/scale-model-simulation-of-hydraulic-fracturing-for-egs-reservoir-creation-using-a-heated-true-triaxi>.
- [12] Haimson, B. C. (1981). Large scale laboratory testing of hydraulic fracturing. *Geophysics. Res. Lett.*, 8(7), 715-718.
- [13] Zhou, J. & Xue, C. (2011). Experimental Investigation of Fracture Interaction between Natural Fractures and Hydraulic Fracture in Naturally Fractured Reservoirs. Society of Petroleum Engineers. doi:10.2118/142890-MS.
- [14] Papadopoulos, J. M., Narendran, V. M. & Cleary, M. P. (1983). Laboratory Simulations of Hydraulic Fracturing. Society of Petroleum Engineers. Doi: 10.2118/11618-MS.
- [15] Barla, G., Bertacchi, P., Zaninetti, A., Rossi, P. & Vilemo, I. (1986). Hydraulic fracturing testing method for rock stress measurements in Italy. Proceedings of the International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements/Stockholm.
- [16] De Pater, C.J., M.P. Cleary, T.S. Quinn, D.T. Barr, D.E. Johnson & Weijers, L. (1994). Experimental Verification of Dimensional Analysis for Hydraulic Fracturing. SPE Artículo N.º 24994, SPE Production and Facilities (November 1994), pp. 230-238.
- [17] Reinicke, A. (2011). Mechanical and Hydraulic Aspects of Rock-Proppant Systems Laboratory Experiments and Modeling Approaches. Scientific Technical Report STR11/09. Helmholtz-Zentrum Postdam, Deutsches GeoForschungsZentrum
- [18] Van Dam, D.B. & De Pater, C.J. (2001). Roughness of Hydraulic Fractures: Importance of In-Situ Stress and Tip Processes. Society of Petroleum Engineers 68775-PA. *SPE Journal*, vol. 6, N.º 1, March.
- [19] Marulanda, A., Marulanda, C. & Gutiérrez, R. (2011). La fracturación hidráulica como elemento determinante en la optimización del diseño de túneles a presión.
- [20] Tarbuck, E. & Lutgens, F. (2005). Ciencias de la tierra. *Una introducción a la geología física*, 8.ª ed. Pearson Education.
- [21] Hoek, E., Kaiser, P.K. & Bawden, W.F. (1998). Support of underground excavations in hard rock. Funding by Mining Research Directorate and Universities Research Incentive Fund.
- [22] Barrientos, V. (2010). *Geología y morfología del terreno*. Universidad de Cataluña.
- [23] Kious, W. & Tilling, R. (1996). This Dynamic Earth: The Story of Plate Tectonics (online edition), <http://pubs.usgs.gov/gip/dynamic/dynamic.html>.
- [24] Klarica, S. (2011). *La física y la tierra*. Facultad de Ciencias, Universidad de los Andes. Web del profesor, [http://webdelprofesor.ula.ve/ciencias/klarica/Clases/FISICA\\_TIERRA.pdf](http://webdelprofesor.ula.ve/ciencias/klarica/Clases/FISICA_TIERRA.pdf).
- [25] Anon (1997). World Stress Map. Página de Internet. <http://dc-app3-14.gfz-potsdam.de/index.html>.
- [26] Ljunggren, C., Chang, Y., Janson, T. & Christiansson, R. (2003). ISRM. An overview of rock stress measurement methods. *International Journal Rock Mechanics & Mining Sciences*, 40, 975-989.
- [27] Fjær, E., Holt, R.M., Horsrud, P., Raaen, A.M. & Risnes, R. (2008). *Petroleum Related Rock Mechanics*, 2nd ed. Oxford: Elsevier's Publications.
- [28] Marulanda, A., Amaya, F., Marulanda Escobar, A. & Gutiérrez, R. (2006). Modificación del esquema de un proyecto hidroeléctrico a partir de los resultados de ensayos de fracturamiento hidráulico.



# Incidencia de las zonas de fallas geológicas en los túneles en roca de Colombia

## Incidence of geologic fault zones in rock tunnels in Colombia

VIVIANA RAMÍREZ ARÉVALO<sup>1</sup> - RAMIRO GUTIÉRREZ RODRÍGUEZ<sup>2</sup>

1. Magíster en Ingeniería Civil de la Escuela Colombiana de Ingeniería.

2. Ingeniero civil de la Universidad Javeriana, especialista en Geotecnia y pavimentos, y en Gerencia de construcciones.

viviana.ramirez.a@hotmail.com - rgutier@ingetec.com.co

Recibido: 12/08/2014 Aceptado: 28/09/2014

Disponible en <http://www.escuelaing.edu.co/revista.htm>

### Resumen

Con el fin de evaluar la incidencia de las zonas de falla en los túneles en roca de Colombia, en primer lugar se definieron conceptos de geología estructural que permitieran revisar los tipos de rocas existentes, sus características, los tipos de fallas y las deformaciones de la corteza terrestre. A continuación se estudió la geología colombiana, identificando los principales tipos de roca y formaciones geológicas, y la gran variedad de tipos de rocas que existen en la geografía colombiana. Luego se definieron los principales problemas geotécnicos asociados a las zonas de falla cuando son cruzadas por túneles. Posteriormente, se revisó la bibliografía disponible acerca de las consideraciones en túneles para cruzar zonas de falla, y se hallaron las principales técnicas de sostenimiento y métodos constructivos, así como algunas recomendaciones para cruzar zonas de falla. Sin embargo, no se encontró una clasificación de fallas enfocada en el tema de excavación de túneles que permitiera estimar el soporte o el proceso constructivo más adecuado, dependiendo de los problemas o mecanismos presentados. Se sabe que existen clasificaciones geotécnicas o geomecánicas dirigidas a estimar en forma empírica el soporte de una obra subterránea, como el RMR (Bieniaswky), Q(Barton) u otras, pero para atravesar zonas de falla éstas son poco eficientes en la definición de procedimientos y elementos de sostenimiento.

Posteriormente, se revisaron y evaluaron 53 casos de fallas geológicas atravesadas por túneles en Colombia en varios ámbitos geológicos y con diferentes espesores y coberturas. Con base en la información recopilada y analizada de estas fallas, se obtuvo una metodología empírica para la caracterización de zonas de fallas y se preparó una relación aproximada empírica que permite estimar las deformaciones de convergencia a partir de un índice de falla y calificar así el grado de criticidad de las fallas. Con lo anterior, finalmente, se plantearon mecanismos para cruzar fallas, los cuales incluyen diferentes elementos de soporte, control y seguimiento. Dentro de este último aspecto se contempla la instrumentación geotécnica que permite identificar y controlar las deformaciones, y así tomar medidas preventivas durante la construcción cuando se presentan fallas geológicas que necesariamente tienen que ser cruzadas por los túneles de nuestras cordilleras.

**Palabras claves:** zona de falla geológica, deformación, túnel, excavación.

### Abstract

With the objective of evaluating the incidence of the geologic fault zones in rock tunnels in Colombia, first of all, relevant structural geology concepts were defined to review the types and characteristics

of existing rocks, fault types, crustal deformations, and the principal characteristics of the fault zones. Following this, the Colombian geology was studied, identifying the main types of rocks and geological formations and the huge variety of rocks in the country's geography. Once the top geotechnical problems associated with fault zones were identified, the literature regarding the necessary considerations for crossing faults in tunnels was examined; it was found that there are some supports systems techniques, constructive methods for tunnels, and a few crossing fault zones recommendations. However, there is not a fault classification focused on tunnels excavation or any constructive methods that would allow to foresee the most appropriate supports system, depending on the problems or mechanisms presented on site. It is known that there are geotechnical or geomechanical classifications focused on estimating, in an empirical way, the supports system of underground constructions, e.g. RMR, Q, among others, but when it is related to the crossing faults methodologies, definitions for procedures and supports systems are inefficient. In order to create an empirical methodology for fault characterization and strain estimation, 53 tunnel cases of faults in Colombia were assessed in different geological environments with various land fault covers and fault thickness. Finally, crossing fault zones mechanisms were proposed, with different supports system, control, and tracing. Additionally, geotechnical instruments were considered that allow identifying and controlling strains, thus taking preventive measures during construction, since geological faults are meant to be crossed by tunnels in Colombian mountain ranges.

**Keywords:** geologic fault zone; strain; tunnel; excavation.

## INTRODUCCIÓN

Colombia es un país montañoso y sus macizos rocosos presentan estructuras o discontinuidades, como la estratificación, diaclasas, plegamientos, zonas de falla, esfuerzos, presencia de agua, entre otras características, que hacen que su comportamiento varíe y requiera un análisis específico y detallado.

En la construcción de varios túneles en roca de Colombia hubo que atravesar zonas de falla en dichos macizos. Sin embargo, ni en Colombia ni a nivel mundial se cuenta hoy con una metodología específica (que contemple las condiciones del país) para cruzar dichas zonas de falla, lo que ha llevado a que en muchos casos se evite que el trazado del túnel pase por estas zonas. Se puede decir que existe un temor generalizado a trabajar en zonas de falla, debido a que están asociadas a problemas de sobrecostos y retrasos.

En este artículo se presenta una metodología empírica propuesta aproximada para la clasificación de zonas de fallas en túneles en roca, la cual permite estimar las deformaciones del túnel de acuerdo con el coeficiente de falla. Éste dependerá del origen de la roca, resistencia de la roca intacta, cobertura, espesor de la falla, buza-

miento, orientación respecto al túnel, RQD y caudal de infiltración de agua subterránea. La metodología también incluye los mecanismos recomendados para cruzar fallas (sostenimiento e instrumentación). La metodología propuesta es aplicable para calificar las fallas geológicas desde un punto de vista ingenieril y permite brindar soluciones y métodos para cruzarlas. También se puede estimar la deformación máxima de convergencia como una primera aproximación.

## INFORMACIÓN PRELIMINAR

Con el fin de identificar los tipos de estructuras geológicas presentes en el macizo rocoso y cuáles generan mayor influencia sobre el comportamiento de la roca, en primer lugar se estudiaron los conceptos principales de la geología estructural, partiendo de los tipos de roca y su génesis, pasando por la tectónica de placas que da lugar a los procesos de deformación de la corteza.

Con lo anterior se observó que de los tipos de fallas geológicas existentes, las fallas inversas y de cabalgamiento generan los mayores esfuerzos y un mayor fracturamiento en la masa de roca adyacente; por esto hay mayores problemas asociados al cruce de éstas, que las fallas de tipo normal o de rumbo.

Por otro lado, como información básica para evaluar la incidencia de las fallas geológicas en los túneles en roca de Colombia, se hizo una revisión bibliográfica de los tipos de rocas predominantes en las diferentes regiones del país; lo anterior debido a que la litología de los macizos colombianos presenta unas características que los hacen particulares en el tema de fallas geológicas.

En Colombia hay gran variedad de ambientes geológicos (tipos de rocas), con presencia de un sinnúmero de fallas geológicas. La mayoría de las grandes fallas en los Andes colombianos se originaron por los procesos de subducción generados por la interacción de las placas tectónicas, como ya se ha mencionado. En la zona andina, las fallas regionales, como la falla Frontal de la cordillera Oriental, las fallas del Borde Llanero, las fallas que bordean el valle del Magdalena, el sistema de fallas de Romeral y Cali - Patía, y algunas fallas del litoral pacífico, generalmente presentan una dirección NE, paralelas al sentido de las cordilleras, con algunas excepciones, como es el caso de la falla Santa Marta - Bucaramanga, que tiene una dirección NW.

### PROBLEMAS ASOCIADOS A LAS ZONAS DE FALLA

Las zonas de falla que se generan con el movimiento de la actividad de las fallas geológicas representan un problema para las obras de ingeniería, en especial las obras subterráneas, tanto para la etapa de diseño como para la etapa de construcción. Esto debido a que el material en esta zona sufre cambios considerables en sus condiciones geológicas y geotécnicas, y debido a la alta permeabilidad de la roca triturada, el agua puede fluir con mayor facilidad. Además de lo anterior, las zonas de falla geológica son la principal razón de colapso en los túneles (figura 1). Por tanto, es importante conocer cuáles son los problemas típicos asociados a las zonas de falla geológica.

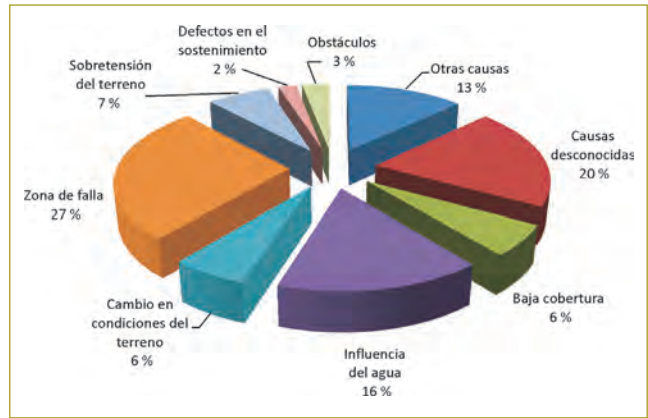


Figura 1. Causas de colapso en los túneles.

Fuente: Vélez y Caro, 2011.

Tabla 1  
Problemas del terreno durante la construcción de un túnel

Mecanismo de falla	Condiciones del terreno	Descripción
Empujes o <i>squeezing</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Alta cobertura</li> <li>Altos esfuerzos</li> <li>Presencia de agua</li> <li>Materiales blandos</li> </ul>	El <i>squeezing</i> se produce cuando la redistribución de esfuerzos alrededor de la excavación del túnel supera la resistencia del macizo rocoso. Se presenta en rocas plásticas y semiplásticas, milonitas y rocas micáceas.
Cuñas	<ul style="list-style-type: none"> <li>Presencia de diaclasas, estratificación o foliación</li> <li>Depende del tamaño del túnel y potencia (ancho) de la falla</li> <li>Depende de la resistencia de la roca</li> </ul>	Este tipo de falla depende de la orientación del túnel respecto a las discontinuidades.
Gases	<ul style="list-style-type: none"> <li>Materia orgánica atrapada en depósitos sedimentarios</li> <li>Descomposición del carbono</li> <li>Oxidación de sulfuros</li> </ul>	La presencia de gases se debe principalmente a la descomposición de la materia orgánica o el carbón. Algunos de estos gases pueden ser tóxicos o tener propiedades explosivas, ambas representan un problema durante la construcción de túneles. Los que se encuentran con mayor frecuencia son metano, dióxido de carbono, monóxido de carbono, dióxido de azufre, sulfuro de hidrógeno, radón y con menor frecuencia el hidrógeno.
Terreno que fluye	<ul style="list-style-type: none"> <li>Agua a presión</li> <li>Gradiente hidráulico</li> <li>Material permeable y suelto</li> </ul>	Generalmente, se presenta cuando hay materiales permeables como arena y grava limpia y suelta o una zona de falla, es decir, un material de alta permeabilidad no consolidado que fluye cuando hay presencia de agua. Este fenómeno se caracteriza por tener un material de baja permeabilidad que no permite el flujo del terreno, y cuando el túnel es excavado y el material de baja permeabilidad es removido se crea una salida para el material suelto.
Terreno que rueda	<ul style="list-style-type: none"> <li>Materiales no cohesivos y sueltos</li> <li>Depende del tamaño del túnel</li> <li>Puede haber agua</li> </ul>	Consiste en el desprendimiento de materiales sin cohesión, se presenta principalmente en arenas secas y gravas limpias y sueltas.
Rocas expansivas	<ul style="list-style-type: none"> <li>Minerales potencialmente expansivos</li> <li>Filtraciones de agua</li> </ul>	El aumento de volumen o hinchamiento que sufren algunas rocas se debe principalmente a la absorción de agua. Las rocas expansivas más comunes son la margas arcillosas, la argilita, la montmorillonita y las milonitas de falla. Se da principalmente en rocas jóvenes.
Carsticidad	<ul style="list-style-type: none"> <li>Rocas calizas</li> <li>Filtraciones</li> </ul>	Las rocas calizas reaccionan con la presencia de agua, dando lugar a la disolución de la caliza, lo que a su vez genera cavidades en el macizo rocoso.
Rocas agresivas	<ul style="list-style-type: none"> <li>Terrenos yesíferos</li> <li>Rocas que contienen sulfuros y piritas</li> <li>Filtraciones de agua</li> </ul>	Materiales yesíferos o rocas con cierto contenido de sulfuros y piritas, en presencia de agua y oxígeno pueden generar aguas ácidas fuertemente agresivas, lo que puede afectar el revestimiento.



En la tabla anterior se pueden apreciar los principales problemas que se presentan durante la construcción de un túnel asociados a las zonas de falla (tabla 1).

Aparte de lo anterior, asociado también a la excavación de túnel en zonas de fallas geológicas, se debe tener en cuenta que la magnitud y el tipo de problemas dependen del tipo de falla. Su control y manejo dependen de su identificación y caracterización.

Es común que se presenten imprevistos durante la construcción del túnel en la zona de falla, dando lugar a problemas mayores, como la pérdida del frente de avance, avalanchas o flujos de agua y material; esto a su vez impacta los costos y cronogramas del proyecto.

Entre los principales mecanismos de falla durante la excavación de túneles en zonas de falla se resaltan los siguientes:

### Empujes o *squeezing*

El fenómeno de *squeezing* se produce cuando la redistribución de esfuerzos alrededor de la excavación del túnel supera la resistencia del macizo rocoso. Se presenta en rocas plásticas y semiplásticas, milonitas y rocas micáceas (fotografía 1).



**Fotografía 1.** Sección de un túnel con problemas de *squeezing*.

### Hinchamiento o *swelling*

El fenómeno de hinchamiento o *swelling* se presenta en rocas blandas, cuya composición mineralógica incluye minerales expansivos que al entrar en contacto con el agua presentan un aumento en el volumen del material.

A continuación se muestra la falla en la solera del túnel debido a problemas de *swelling* (fotografía 2).



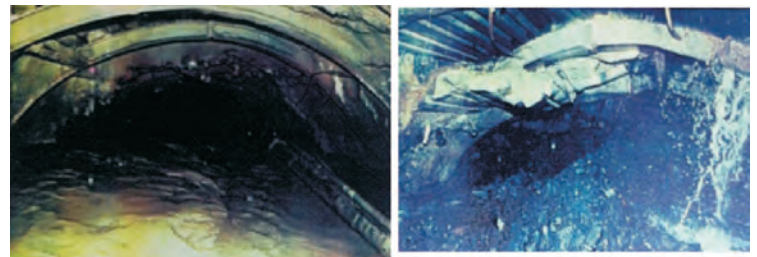
Fuente: Ingetec S.A.

**Fotografía 2.** Proyecto Mesitas.

### Terreno que fluye

Este tipo de problemas se presentan generalmente en materiales permeables, como arena y grava limpia y suelta, o una zona de falla, es decir, un material de alta permeabilidad no consolidado que fluye cuando hay presencia de agua a presión. Este fenómeno se caracteriza por tener material de baja permeabilidad que no permite el flujo del terreno, y cuando el túnel es excavado y el material de baja permeabilidad es removido, se crea una salida para el material suelto.

A renglón seguido se muestra el flujo de agua presentado en el túnel de Granada II del proyecto Mesitas (fotografía 3).



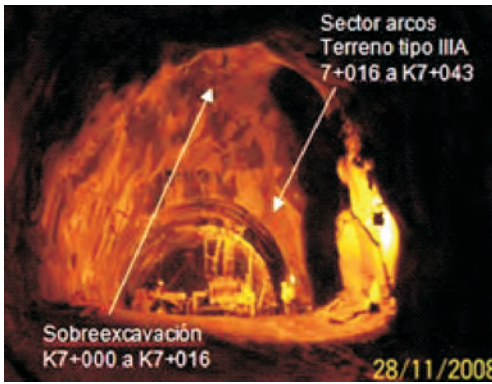
Fuente: Ingetec S.A.

**Fotografía 3.** Proyecto Mesitas. Túnel de Granada II, falla Carrizal.

### Desprendimientos de roca

Los desprendimientos o cuñas en roca son fallas detectadas en macizo rocoso con presencia de sistemas de discontinuidad que dan lugar a la formación de cuñas.

Seguidamente se presenta la sobreexcavación generada por el desprendimiento de material en la sección del túnel de carga del proyecto hidroeléctrico Porco III (fotografía 4).



Fuente: Ingetec S.A.

**Fotografía 4.** Proyecto hidroeléctrico Porce III. Túnel superior de carga. Zona de cizalla La Primavera.

### CONSIDERACIONES PARA CRUZAR ZONAS DE FALLA

Además de estudiar los problemas típicos en las zonas de falla, se hicieron una revisión bibliográfica de los métodos constructivos y consideraciones especiales para cruzar dichas zonas.

Durante el diseño y construcción de túneles en macizos rocosos, como los que se encuentran en la

geología colombiana, es común hallar zonas de fallas, cuya presencia es un factor determinante en el momento de escoger un método constructivo, dadas las particularidades de esas zonas.

### Consideraciones constructivas y de sostenimiento

Generalmente, una zona de falla se caracteriza por tener material de baja calidad que necesariamente requiere sostenimiento. A continuación se muestran las metodologías más comunes o los últimos avances para enfrentar diferentes problemas durante la construcción de túneles en dichas zonas de falla. Sin embargo, es importante resaltar que, aunque el método que se va a utilizar se estudie con antelación, se debe contar con la posibilidad de tomar decisiones durante la construcción (tabla 2).

A renglón seguido se hace una breve descripción de los tipos de sostenimiento y metodologías constructivas para cruzar zonas de falla.

### Concreto lanzado

El concreto lanzado es un elemento de soporte o revestimiento que evita la alteración y meteorización de

**Tabla 2**  
Recomendaciones para enfrentar problemas en zonas de falla

Mecanismo de falla	Recomendaciones															
	Sostenimiento									Métodos constructivos						
	Concreto lanzado	Arcos metálicos	Arcos autodeslizantes	Ventanas	Enfilajes	Pernos	Pernos de fibra de vidrio en el frente	Inyecciones	Jet Grouting	Congelamiento	Drenaje	Sección curva	Avances cortos	NAMT	Adeco	Ventilación
Empujes o <i>squeezing</i>	X	X		X	X	X	X				X	X		X		
Cuñas	X		X	X	X	X			X	X	X					
Gases																X
Terreno que fluye	X				X	X		X		X	X					
Terreno que rueda	X				X	X		X			X					
Rocas expansivas								X				X				
Carsticidad								X			X					
Rocas agresivas											X					
Brecha de falla o milonita	X	X			X	X		X	X		X		X			

la roca excavada, además de mantener la integridad de la masa. Es uno de los elementos más comunes en el revestimiento de un túnel.

### **Arcos**

Los arcos o cerchas metálicas son otro de los tipos de sostenimiento más comunes e indispensables en zonas donde el tiempo de autosoporte es mínimo (por ejemplo, en las zonas de falla). Se ponen en contacto con el terreno en sentido transversal. Longitudinalmente, se unen con travesaños de acero de 25 o 32 mm. Por lo general, actúan en conjunto con el concreto lanzado, formando una armadura que aumenta la resistencia del sostenimiento. En las zonas de falla es común el uso de arcos autodeslizantes que permiten una deformación controlada del material.

### **Pernos**

Los pernos son elementos de sostenimiento que generan confinamiento en el terreno y forman un “anillo de roca reforzada” que ayuda con la estabilización del terreno, es decir, se produce un efecto de compresión en una zona del macizo rocoso. Los pernos son de gran ayuda en problemas de cuñas y en estabilización de terreno con empujes.

### **Enfilajes**

Los enfilajes son un arreglo de pernos ubicados en el techo del túnel, instalados antes de avanzar en la excavación. Consisten en un presoporte del avance del túnel que genera una especie de techo falso que brinda soporte a la excavación. Éstos siempre deben quedar apoyados sobre un arco.

### **Ventanas**

Las ventanas son espacios o cortes que se dejan en el concreto para permitir el movimiento del macizo rocoso excavado y, por tanto, del concreto instalado (cerrando los espacios dejados para tal fin); esta deformación controlada permite liberar esfuerzos y puede evitar deformaciones futuras que puedan fisurar o fracturar el concreto y reducir su eficiencia, o en el peor de los casos generar falla en el interior del túnel.

### **Inyecciones**

El tratamiento del terreno mediante inyecciones consiste en introducir al terreno un fluido estable, inestable o solución, que mejora las características mecánicas del terreno, disminuye la porosidad y rellena fracturas. La presión, caudal y volumen que hay que inyectar son factores que se deben definir adecuadamente según el tipo de material que se va a inyectar para garantizar un óptimo rendimiento. El *Jet-Grouting* es un tipo de inyección que se caracteriza por su alta presión y velocidad de inyección.

Las inyecciones mejoran los parámetros de resistencia del terreno, como la cohesión, ángulo de fricción y módulo de deformación.

### **Drenaje**

El drenaje es un método constructivo que se emplea en aquellas fallas que se caracterizan por la presencia de materiales con porosidades altas, como las arenas y algunos limos, que tienen gran capacidad para almacenar agua, lo que disminuye la resistencia del material, especialmente la resistencia al corte. Esto se traduce en problemas de inestabilidad durante la construcción.

En razón de lo anterior, se da la necesidad de controlar la cantidad de agua que puede entrar a interactuar con el material; para ello se toman medidas orientadas a impermeabilizar o drenar, en caso de que la cantidad de agua sea excesiva.

Existen diferentes métodos para hacer el drenaje desde el interior del túnel: realización de un hueco piloto y un túnel piloto que permita drenar el macizo y evaluar la condición de agua en el macizo rocoso, antes del avance de la excavación; ejecución de sondeos hidrogeológicos longitudinales entre 5 y 20 m, cuyo objetivo es permitir el drenaje por el frente, de manera que a medida que avanza el frente de excavación, el volumen de agua sea menor.

### **Sección curva (solera o piso curvo)**

Este método constructivo es una solución geométrica que consiste en realizar una sección curva (invertida o solera curva) que permite enfrentar problemas asociados especialmente a empujes o *squeezing*. Con esto se busca tener una mejor redistribución de esfuerzos, de manera que no se generen zonas donde haya con-

centración de esfuerzos, como puede ocurrir en una sección rectangular, donde el cambio de dirección de la sección en las esquinas genera una concentración de los esfuerzos.

### **NATM (New Austrian Tunnelling Method)**

El NATM es una metodología empírica para diseño y construcción de túneles, que más allá de ser un método, es un concepto o una filosofía que consiste en dejar deformar el macizo rocoso que rodea la excavación del túnel, en la zona plástica, para dar lugar a la relajación de esfuerzos. Dicha deformación se permite hasta un punto de equilibrio en el cual el soporte asignado (en caso de que lo requiera) empieza a trabajar. Con esto se pretende liberar energía en forma controlada, que por el contrario se podría liberar de manera descontrolada, dando lugar a fallas dentro del túnel.

En el NATM se establece la instalación de un sostenimiento inicial, compuesto, por ejemplo, de concreto lanzado, pernos y arcos, permitiendo movimiento del macizo rocoso; una vez que las deformaciones se han atenuado, se instala el revestimiento final, de modo que éste queda expuesto a tensiones muy bajas, permitiendo que su espesor sea significativamente menor y evitando la generación de fracturas en éste.

El método incluye la excavación por etapas y la instalación de instrumentación y control de deformaciones a través del monitoreo del túnel.

### **Adeco-RS (Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soils)**

Cuando se empezó a considerar el avance del túnel como un factor de diseño, se dio lugar al avance a ritmos mucho más altos en la excavación. Esta metodología se denominó Adeco (Análisis de las deformaciones controladas en rocas y suelos), metodología constructiva que consiste en realizar la excavación del túnel a sección completa. A grandes rasgos, se puede decir que se trata de un método NATM a sección completa con estabilización del frente, el cual requiere un equipo mayor y, por tanto, mayor espacio de trabajo y mayor alcance operativo.

Este método tiene como principio fundamental la deformación controlada del macizo rocoso, lo que depende de la calidad del material y de su estado de

esfuerzos a través de todas las etapas, desde antes de la excavación del túnel hasta la instalación del sostenimiento. El estado de esfuerzos es fundamental durante el proceso de excavación por la concentración de esfuerzos generada alrededor del túnel, lo que se conoce como el efecto de arco y del cual depende la integridad de la excavación.

Este método incluye el análisis de la deformación presentada en cada caso, así como el control de ésta.

### **Instrumentación y monitoreo**

El monitoreo y el seguimiento de un túnel no deben limitarse a su etapa constructiva. Por el contrario, deben mantenerse a lo largo de su vida útil, de manera que se pueda conocer la evolución a largo plazo de las deformaciones y tensiones del sostenimiento que permita identificar su deterioro y, si es necesario, realizar algún tipo de reparación o refuerzo. Por ello, plantear secciones de auscultación en las zonas de falla es indispensable tanto a corto como a largo plazo, debido a que estas secciones se plantean (durante construcción) en las áreas donde hay mayor inestabilidad geotécnica, es decir, donde se presentan las mayores deformaciones y presiones. La auscultación de las zonas de falla se realiza en la etapa de sostenimiento.

Existen secciones para evaluar convergencias y otras para hacer auscultación total. Las primeras se pueden ubicar, dependiendo de la calidad del macizo de 5 a 10 m. En condiciones de terrenos buenos puede ser cada 25 m a lo largo del túnel, y las de auscultación total cada 100 m.

La auscultación de las secciones está compuesta por (Vélez & Caro, 2011):

- Pernos de convergencia en el avance, formando líneas de lectura diagonales y horizontales para medir desplazamientos y velocidades de deformación.
- Asientos topográficos en pernos de la clave y paredes para conocer hinchamientos en el terreno.
- Celdas de presión radial y tangencial para medir los esfuerzos que sufre en concreto.
- Extensómetros de una o múltiple posición, con varillas para medidas longitudinales que permitan conocer los desplazamientos en el interior del macizo rocoso en puntos de la clave y las paredes. Gracias a

esto se pueden delimitar zonas con influencia plástica de las zonas con influencia elástica.

## CASOS HISTÓRICOS DE TÚNELES EN COLOMBIA CON FALLAS GEOLÓGICAS

Durante el desarrollo de proyectos viales e hidroeléctricos se han encontrado algunos casos históricos de túneles en Colombia que han atravesado una o varias fallas geológicas. Se tomaron 53 fallas, de las cuales se evaluaron características como el tipo de rocas atravesadas, cobertura, espesor y orientación de la falla, deformaciones presentadas durante la excavación y tipo de soporte utilizado en dicha zona. Entre los principales proyectos se encuentran:

- Proyecto hidroeléctrico el Guavio: túnel superior de carga, túnel de fuga, túnel inferior de carga y túnel de acceso.
- Proyecto Mesitas: túnel de Granada II.
- Proyecto Chingaza: túnel de Siberia y túnel de Palacio - Rioblanco.
- Proyecto hidroeléctrico Chivor: Chivor I (túnel de carga) y Chivor II (túnel inferior de conducción).
- Desviación del río Tunjita: túnel de desviación.
- Central hidroeléctrica Miel I: túnel de fuga.
- Proyecto hidroeléctrico Porce III: túnel inferior de conducción.
- Túnel piloto de la Línea.
- Túnel de Buenavista.
- Túnel del Boquerón.

## REVISIÓN ANALÍTICA Y NUMÉRICA DE LOS CASOS HISTÓRICOS

Una vez recopilada la información de algunos túneles en Colombia que han atravesado zonas de falla geológica durante su construcción, se identificaron las variables que se consideraron de mayor influencia sobre el comportamiento de la zona de falla. A continuación, se describe el procedimiento realizado para el procesamiento y análisis de los datos recabados en cada caso.

En cada caso se revisaron los aspectos más relevantes, como diámetro del túnel, nombre de la falla atravesada por el túnel, tipo de falla, origen de la roca, edad geológica, tipo de roca, resistencia de la roca intacta, cobertura y espesor de la falla, inclinación de la falla,

RQD, deformación máxima registrada de convergencia en el interior del túnel, caudal máximo de infiltración, problemas asociados a la falla como desprendimientos, flujos o avalanchas, empujes. También se revisó el tipo de soporte utilizado para cruzar la falla.

Para los aspectos más relevantes e influyentes en el comportamiento de la zona de falla se le dio una calificación de tipo cualitativo, que posteriormente permitió estimar un coeficiente representativo (coeficiente de falla). También se calcularon otros coeficientes que son representativos de la falla y sirven para obtener relaciones entre otras variables, como por ejemplo coeficiente de esfuerzos y coeficiente geométrico (de la falla y del túnel).

### Coeficiente de esfuerzos

El coeficiente de esfuerzos se definió como la relación entre la resistencia de la roca intacta con el esfuerzo vertical en la zona de falla. Para efectos de este cálculo el esfuerzo vertical se obtuvo como el peso del material por la cobertura. Por lo tanto, un CE menor que 1 indicará unas condiciones pobres de la roca en la zona de falla, mientras que un CE mayor que 1 indicará mejores condiciones de la roca. Sin embargo, esto no implica que una roca con CE mayor que 1 deba tener un buen comportamiento durante la excavación, ya que hay más aspectos que influyen en el comportamiento de la excavación del túnel en la zona de falla.

$$C_E = \frac{\sigma_{c \text{ roca intacta}}}{\sigma_v}$$

Donde

$$\sigma_v = \gamma * H.$$

$$H = \text{cobertura (m)}.$$

$$\gamma = \text{peso de la roca (kN/m}^3\text{)}.$$

$$\sigma_v = \text{esfuerzo vertical (MPa)}.$$

$$\sigma_{c \text{ roca intacta}} = \text{resistencia a la compresión de la roca intacta (MPa)}.$$

### Coeficiente geométrico

Con el coeficiente geométrico se busca relacionar las dimensiones que tiene la falla respecto al túnel. Para esto se plantearon dos coeficientes; en el primero se

**Tabla 3**  
Tabla sugerida para caracterizar zonas de falla en túneles

PARÁMETRO		VALORES				
I	TIPO DE FALLA	Rumbo	Normal	Inversa		Cabalgamiento
	CALIFICACIÓN	1	2	3		4
II	TIPO DE ROCA	*Metamórficas *Ígneas *Metamórficas - ígneas		*Metamórficas - sedimentarias *Ígneas - sedimentarias		Sedimentarias
	CALIFICACIÓN	1		2		3
III	EDAD	Devónico	Paleozoico	Jurásico	Cretáceo	Terciario
	CALIFICACIÓN	1	2	3	4	5
IV	RESISTENCIA DE LA ROCA INTACTA	Muy dura	Dura	Media	Blanda	Muy blanda
	CALIFICACIÓN	> 100	60 - 100	40 - 60	20 - 40	< 20
V	COBERTURA	Muy baja	Baja	Media	Alta	Muy alta
	CALIFICACIÓN	0 - 200	200 - 400	400 - 600	600 - 800	800 - 1000
VI	ESPESOR	Muy bajo	Bajo	Medio	Alto	Muy alto
	CALIFICACIÓN	< 10	10 - 100	100 - 300	300 - 500	> 500
VII	INCLINACIÓN DE LA FALLA	Alta		Media		Baja
	CALIFICACIÓN	90-60		60-30		<30
VIII	$\alpha$ = ángulo respecto al túnel	Normal o perpendicular		Sesgado		Muy sesgado
	CALIFICACIÓN	0 - 30		30 - 60		60 - 90
IX	RQD	Muy alto	Alto	Medio	Bajo	Muy bajo
	CALIFICACIÓN	100 - 80	80 - 60	60 - 40	40 - 20	< 20
X	RMR	Muy alto	Alto	Medio	Bajo	Muy bajo
	CALIFICACIÓN	100 - 80	80 - 60	60 - 40	40 - 20	< 20
XI	Coefficiente de deformación (CD)	Muy baja	Baja	Media	Alta	Muy alta
	CALIFICACIÓN	0 - 1%	1 - 3%	3 - 5%	5 - 10%	10 - 20%
XII	CAUDAL DE INFILTRACIÓN	Muy bajo	Bajo	Medio	Alto	Muy alto
	CALIFICACIÓN	0 - 40	40 - 80	80 - 120	120 - 160	160 - 200
XIII	EVENTOS	Sin eventos	Empujes bajos	Desprendimientos	Empujes medios	*Flujos e irrupciones o avalanchas *Derrumbes o chimeneas *Empujes altos
	CALIFICACIÓN	1	2	3	4	5
XIV	TIPO DE SOPORTE	Sin soporte, solera recta	Concreto lanzado, solera recta	Concreto lanzado, pernos, solera recta	Concreto lanzado, pernos, arcos, solera recta	Concreto lanzado, pernos, arcos, enfilajes, solera curva Concreto lanzado, pernos, arcos, enfilajes, solera curva Concreto lanzado, pernos, arcos, enfilajes, solera curva Concreto lanzado, pernos, arcos, enfilajes, solera curva
	CALIFICACIÓN	1	2	3	4	5 6
XV	SISTEMAS ESPECIALES	No requirió nada		Inyecciones y drenaje		*Galería piloto e inyecciones química *By-pass y sistema de drenaje e inyecciones
	CALIFICACIÓN	1		2		3
COEFICIENTE DE FALLA		Bajo		Medio		Alto
CF=I+II+III+IV+V+VI+VII+VIII+IX+X+XI+XII+XIII+XIV+XV		15 - 32		32 - 45		45 - 67

relacionó con el espesor y la cobertura de la falla con el diámetro del túnel, y el segundo coeficiente se relacionó la orientación de la falla respecto al eje del túnel con el buzamiento o inclinación de la falla. De acuerdo con lo anterior, el coeficiente 1 se estimó en la siguiente forma:

$$C_{G1} = \frac{\text{Cobertura}}{\text{Espesor} * \text{Diámetro}}$$

Donde

Cobertura = corresponde a la cobertura del túnel la zona de falla (m).

Espesor = corresponde al espesor de la falla que atraviesa el túnel (m).

Diámetro = corresponde al diámetro del túnel (m)

El coeficiente 2 está dado por:

$$C_{G1} = \frac{\alpha}{\beta}$$

Donde

$\alpha$  = ángulo de la falla respecto al túnel.

$\beta$  = inclinación de la falla o buzamiento.

### Coefficiente de falla

El coeficiente de falla caracteriza la falla cualitativamente, de acuerdo con varios aspectos, entre los cuales se encuentran la resistencia de la roca intacta, cobertura y espesor de la falla, buzamiento, orientación respecto al túnel, RQD y deformación máxima.

Con base en lo anterior, se propone una clasificación o caracterización aproximada de zonas de falla en túneles, la cual incluye los parámetros mencionados y que, de acuerdo con la experiencia observada en cada caso, son determinantes para el comportamiento de la zona de falla durante la excavación del túnel. Esta caracterización permite dar una calificación cualitativa a la falla, incluyendo factores claves, como la deformación (tabla 3).

### Análisis de resultados

Una vez procesada la información de los túneles en zonas de falla con la metodología sugerida en este trabajo de grado, se evaluó la relación entre el coeficiente de

falla (CF) y algunas de las variables usadas para su cálculo; también se relacionaron ciertas variables entre sí.

En los resultados obtenidos, se encontró que las fallas de mayor coeficiente de falla son:

**Tabla 4**  
Fallas con mayor coeficiente de falla

N.º de Falla	Túnel	Falla
7	Túnel de fuga	Falla Santa María
8	Túnel de fuga	Falla de San Luis
16	Túnel de carga	Falla de Canoas
19	Túnel de Granada II	Falla Carrizal
25	Túnel de Palacio y Rioblanco	Falla N.º 2
26	Túnel de inferior, túnel N.º1	Falla de Santa María
42	Túnel piloto de la Línea	Falla Alaska
43	Túnel piloto de la Línea	Falla El Viento
44	Túnel piloto de la Línea	Falla La Vaca
46	Túnel piloto de la Línea	Falla San Jerónimo - La Soledad
47	Túnel piloto de la Línea	Falla La Cristalina

Se relacionaron algunas variables y coeficientes entre sí, y se halló que no hay una relación directa entre los coeficientes geométricos y las demás variables; esto se puede deber a que el comportamiento de la falla durante la construcción del túnel no depende sólo de factores geométricos como la cobertura, espesor, orientación de la falla respecto al túnel y buzamiento de la falla, sino también de la geometría del túnel, resistencia de la roca, calidad del material y la presencia de agua. Es decir, que las variables geométricas no influyen directamente sobre el comportamiento, pero sí afectan otros aspectos; por ejemplo, si la falla es muy sesgada puede presentar mayores problemas, pero no controla la deformación del túnel.

Entre el coeficiente de falla y el coeficiente de deformación se encontró una relación exponencial directa, que es consecuente con la realidad. Es decir, a un coeficiente de falla alto es indicador, como se ha mencionado, de un terreno de mala calidad donde se pueden presentar deformaciones importantes.

Para terrenos mejores, es decir,  $C_F$  bajo, las deformaciones serán pequeñas también. A continuación se muestra dicha gráfica, en la cual se puede observar la relación entre  $C_F$  y  $C_D$  (figura 2).

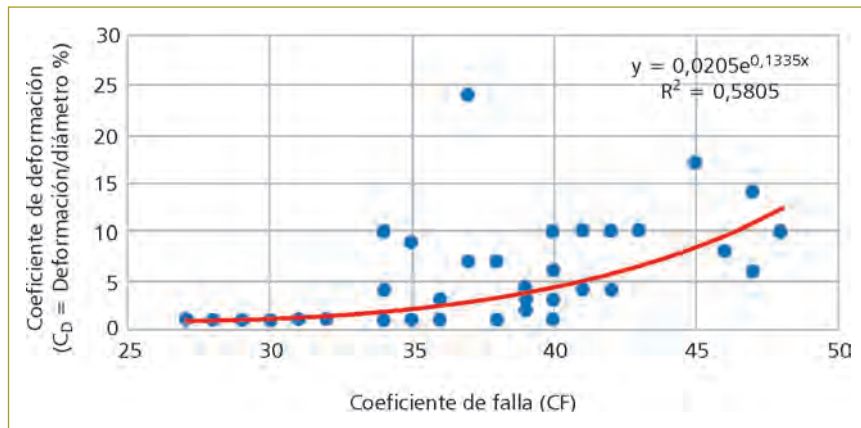


Figura 2. Relación entre el coeficiente de falla y el coeficiente de deformación.

### PROPUESTA PARA ESTIMAR DEFORMACIONES DE CONVERGENCIA

De acuerdo con las relaciones establecidas entre las variables definidas anteriormente, se halló que el coeficiente de deformación tiene una relación directa con el coeficiente de falla. Con esto, es posible plantear un método para estimar deformaciones.

Con la siguiente expresión, obtenida a partir de las relaciones encontradas, se puede hallar el coeficiente de deformación

$$C_D = 0,0205 e^{0,133C_F}$$

Donde

$C_D$  = coeficiente de deformación

$C_F$  = coeficiente de falla

Con el coeficiente de deformación es posible obtener la deformación máxima estimada, para un diámetro del túnel dado.

$$C_D(\%) = \frac{\text{Deformación máxima (m)}}{\text{Diámetro del túnel (m)}} \times 100$$

Resolviendo

$$D_{\text{máx e}} = \frac{C_D * \text{Diámetro del túnel}}{100}$$

Obteniendo así la deformación máxima estimada ( $D_{\text{máx.e}}$ ) en m.

### MEDIDAS PARA EL CRUCE DE FALLAS

Una vez estimada la deformación del túnel en una zona de falla, se propone el uso de uno o varios tipos de sostenimiento y métodos constructivos de acuerdo con la magnitud de dicha deformación, así como el uso de instrumentación.

#### Tipo de soporte

Más adelante se presentan los tipos de soporte para cruzar zonas de falla, dependiendo de la magnitud de la deformación estimada, para controlar las deformaciones y evitar que colapse el túnel (tabla 5).

En caso de evidenciar la presencia de agua con altas presiones hidráulicas después del uso de drenaje o perforación piloto, se recomienda la utilización de inyecciones para mejorar las características del terreno y evitar flujo de agua hacia el túnel. La aplicación del tipo de inyecciones, por ejemplo, cemento o químicas dependerá de las características de permeabilidad de la mezcla dentro del material que hay que reforzar.

Por otra parte, se debe tomar en cuenta el tiempo de instalación de la solera curva; debe ser un tiempo tal que permita algo de deformación pero que no se coloque muy tarde para que las deformaciones no vayan a ser excesivas.



**Tabla 5**  
Medidas propuestas para el cruce de fallas

Estado	Deformación (%)	Coefficiente de falla ( $C_p$ )	SR	SC	CLR	PN	PL	ALR	APD	EL	EP	PFV	DR	INY	SE
Nulo o leve	0 - 1	15 - 29	X			X									
Medio (1)	1 - 5	29 - 41	X		X	X		X		X					X
Alto (1) y (2)	5 - 10	41 - 46		X	X		X		X			X	X	X	X
Muy alto	< 10	> 46		X	X		X		X		X	X	X	X	X

SR: Solera recta

SC: Solera curva. Cierre del anillo completo de soporte (1) y (2)

CLR: Concreto lanzado reforzado (1) y (2)

PN: Pernos normales inyectados con lechada

PL: Pernos largos inyectados con lechada y pernos en la solera (1)

ALR: Arcos livianos rígidos

APD: Arcos pesados autodeslizantes. Juntas de asimilación de deformaciones (ventanas en el concreto lanzado) (1) y (2)

EL: Enfilajes livianos, pernos autopercutorantes

EP: Enfilajes pesados. Dependiendo de la característica del material del frente se pueden requerir pernos de fibra de vidrio en el frente y si se adopta excavar en sección completa (2)

PFV: Pernos de fibra de vidrio (2)

DR: Drenaje. En presencia de agua en el frente, uso de hueco o galería piloto

INY: Inyecciones. Dependiendo de las condiciones del material del frente de avance y de la presencia de agua

SE: Sobrexcautación. Prever línea de sobrexcautación para asimilar deformaciones

(1) Se puede adoptar excavar en etapas o fases según el método NATM para el control de deformaciones y colocar gradualmente el sostenimiento. Esto para túneles con diámetros iguales o superiores a 5 m.

(2) Se puede adoptar el método Adeco, dependiendo de las características del material y si se requiere avanzar en sección completa.

Se debe aclarar que el dimensionamiento de los elementos de soporte sugeridos (tabla 5), como el espesor del concreto lanzado, longitud y espaciado de los pernos, espaciado de los arcos, tipo y diámetro del enfilaje, o densidad y tipo de pernos de fibra de vidrio, dependerá del diámetro del túnel que se va a construir, como de las características propias de los materiales encontrados y la condición de esfuerzos *in situ*.

### Instrumentación propuesta

Como parte de las medidas propuestas para atravesar fallas se plantea la utilización de instrumentación geotécnica, que permita hacer un monitoreo y un seguimiento a las deformaciones del túnel. Se propone el uso de:

- *Extensómetros de cinta*. Con estos extensómetros se puede conocer la convergencia del túnel. Los puntos de control se recomiendan de acuerdo con el tipo de terreno de la zona de falla, por lo que para un terreno con empujes bajos se recomienda una separación entre 15 y 20 m, mientras que un terreno con empujes medios la separación debe ser del orden de 10 m; y para un terreno con empujes altos se recomiendan separaciones no mayores de 5 m.

- *Piezómetros*. Permiten verificar y controlar niveles y presiones piezométricas que pueden inestabilizar el túnel y desencadenar problemas de flujos de material. Además, este tipo de instrumentación permite identificar si las presiones siguen siendo altas incluso con el uso de drenajes, lo que permite tomar decisiones acerca de la utilización de inyecciones.
- Celdas de carga o celdas de presión en los elementos de soporte, como arcos metálicos o embebidos en el concreto lanzado.
- Extensómetros de múltiple posición en secciones radiales transversales al túnel, y en el caso del método Adeco, extensómetros de una o múltiples posiciones para monitorear las deformaciones de extrusión del frente de excavación.

Vale la pena destacar que la instrumentación debe ir acompañada de un control adecuado, con la toma de lecturas con cierta periodicidad e interpretación, que permitan adoptar medidas a tiempo y evitar colapsos o daños graves en el túnel. Medidas adicionales de sostenimiento o control, como el uso de más concreto lanzado, pernos adicionales de mayor densidad o más largos o inyecciones, se pueden aplicar dentro del proceso constructivo para garantizar la estabilidad del túnel en zona de falla geológica.

## CONCLUSIONES

- Colombia es una región con presencia de un sinnúmero de fallas geológicas. La mayoría de las grandes fallas en los Andes colombianos se originaron por los procesos de subducción generados por la interacción de las placas tectónicas, como ya se ha mencionado.
- En los casos históricos evaluados (53 fallas en túneles colombianos), los principales problemas identificados corresponden a empujes en diferentes grados, flujos de agua y desprendimientos y avalanchas.
- Los elementos de sostenimiento más comunes en los 53 fallas estudiadas fueron concreto lanzado reforzado con malla o fibra, pernos de anclaje y arcos metálicos autodeslizantes. En los casos más graves se usaron solera curva y núcleo central temporal mientras se colocaba el soporte y cierre del anillo de sostenimiento completo.
- La calificación de las fallas indica que un valor pequeño refleja una falla con menores problemas, mientras que un valor mayor indica unas condiciones más pobres de la masa de roca en la zona de falla. El valor del coeficiente de falla, según el planteamiento presentado en este trabajo de grado, está en un rango entre 15 y 67.
- Existen clasificaciones geomecánicas, tales como el RMR (Rock Mass Rating) de Bieniawski, o el Q System de Barton, o el RSR (Rock Structure Rating) de Wickham, así como el GSI (Geological Strength Index) de Hoek, pero están muy enfocadas a macizos rocosos de características mejores que aquellos materiales que se pueden encontrar en zona de falla geológica. No tienen en cuenta los mecanismos de falla que se producen durante la excavación de un túnel.
- Se logró establecer una metodología inicial aproximada a partir de precedentes en Colombia con los 53 casos analizados, para así proponer una clasificación de zonas de fallas en túneles en roca. Dicha metodología, si bien es de tipo empírico, permite estimar las deformaciones del túnel de acuerdo con el coeficiente de falla. Éste dependerá del origen de la roca, resistencia de la roca intacta, cobertura, espesor de la falla, buzamiento, orientación respecto al túnel, RQD y caudal de infiltración de agua subterránea.
- La metodología propuesta permite definir de manera preliminar los elementos de soporte principal que en conjunto con la instrumentación facilitan

estabilizar la zona y llevar un control adecuado de las deformaciones.

- Se considera fundamental llevar instrumentación geotécnica ante la presencia de falla geológica en los túneles.
- La metodología propuesta ayuda a identificar la criticidad de las fallas, a definir rangos de deformación de convergencia posibles y a establecer elementos de sostenimiento básicos para salvar este tipo de accidentes geológicos en la construcción de túneles. Para establecer la magnitud o cantidad específica de los elementos de soporte sugeridos, se deben aplicar, en procesos o etapas más avanzadas de diseño aplicar metodologías de análisis y diseño mediante modelos más rigurosos (analíticos o numéricos), en conjunto con una adecuada caracterización del macizo rocoso en la zona de falla geológica.

## BIBLIOGRAFÍA

- Barla, G. (mayo de 2012). Construcción de túneles en condiciones de deformación (*squeezing*). En *Ingeo/Túneles*, tomo 18, capítulo 5.
- Billings, M.P. (1963). *Geología estructural*. Buenos Aires: Eudeba.
- Davis, G. & Reynolds, S. (1996). *Structural Geology of Rocks and Regions*. 2nd ed. United States of America: John Wiley & Sons, Inc. Chapter 6.
- Diez López, J.R. & López Jimeno, C. (2011). Influencia de la geología del terreno en el diseño y construcción de túneles. En *Manual de túneles y obras subterráneas*. Madrid: Gráficas Arias Montano S.A., tomo I, capítulo 9.
- Frith, R.C. & Whittaker, B. (1990). *Tunneling, Design, Stability and Construction*. London, England: The Institution of Mining and Metallurgy.
- González, H., Núñez, A. & París, G. (1988). Mapa geológico de Colombia: Memoria explicativa. Instituto Nacional de Investigaciones Geológicas Mineras (Ingeominas) (ahora Servicio Geológico Colombiano).
- Hoek, E. (2001). Big Tunnels in Bad Rock. En *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 127, N.º 9, pp. 726 - 740. Seattle.
- Ingetec S.A. (1976). Quinto Programa de Ensanches, Proyecto Mesitas. Construcción de túneles y obras complementarias. Licitación M-02. Información de referencia. Apéndice 3. Bogotá.
- Ingetec S.A. (1986). Proyecto Mesitas. Túneles y obras complementarias. Informe técnico N.º 12. Túnel de Granada Sector I, Avalancha y rehabilitación en K1+826. Bogotá.
- Ingetec S.A. (1995). Proyecto hidroeléctrico el Guavio. Túnel superior de carga y galería y pozo de la almenara. Excavación y construcción. Informe de obra construida N.º 5. Bogotá.
- Ingetec S.A. (1995). Proyecto hidroeléctrico el Guavio. Túnel de fuga. Excavación y construcción. Informe de obra construida N.º 6. Bogotá.
- Ingetec S.A. (1995). Proyecto hidroeléctrico el Guavio. Túnel de acceso. Excavación y construcción. Informe de obra construida N.º 2. Bogotá.

- Ingetec S.A. (1974). Empresa de Energía Eléctrica de Bogotá. Proyecto hidroeléctrico Chivor. Excavación del túnel de carga y almenara. Informe técnico. Bogotá.
- Ingetec S.A. (1997). Carretera Bogotá - Villavicencio. Túnel de Buenavista. Conceptos y recomendaciones sobre los procedimientos de construcción del túnel. Bogotá.
- Ingetec S.A. (2010). Asesoría Porce III. Proyecto hidroeléctrico Porce III. Excavación, soporte y revestimiento del conducto de carga I. Bogotá.
- Ingetec S.A. (2003). Proyecto hidroeléctrico Miel I. Obras subterráneas. Informe final. Bogotá.
- Integral Ingenieros Consultores (1985). Proyecto hidroeléctrico de San Carlos. Informe de construcción. Túnel de presión N.º 1, pozo de presión N.º 1 y almenara N.º 1. Medellín.
- Integral Ingenieros Consultores (1989). *Proyecto hidroeléctrico Riogrande II. Informe de construcción, construcción de las obras de captaciones, túneles de presión y obras anexas para las centrales Niquía y La Tasajera*, tomo II. Medellín.
- Tarbutck, E. & Lutgens, F. (1999). *Ciencias de la tierra: una introducción a la geología física*. 6.ª ed. Madrid: Prentice Hall, capítulo 15.
- Terrón Almanara, J. (2012). Aspectos geológico-geotécnicos en el cruce de fallas. En *Ingeo/Túneles*, tomo 18, capítulo 4, pp. 81 a 99.
- Terrón Almanara, J. (2013). Técnicas constructivas en el cruce de fallas. En *Ingeo/Túneles*, tomo 19, capítulo 3, pp. 77 a 101.
- Vélez Pérez, H. & Caro Perdigón, P. (2011). Túneles en terrenos con fallas. En *Manual de túneles y obras subterráneas*. Madrid: Gráficas Arias Montano S.A., tomo II, capítulo 34, pp. 1207 a 1272.

# Consecuencias ambientales por fallo o rotura de presas en el marco del análisis de riesgos

## Environmental consequences of dam failures within the framework of risk analysis

ROGER RODRÍGUEZ MORENO<sup>1</sup> - JAIRO ALBERTO ROMERO ROJAS<sup>2</sup>

1. Magíster en Ingeniería Civil de la Escuela Colombiana de Ingeniería.

2. Ingeniero civil. MEEE. Profesor titular de la Escuela Colombiana de Ingeniería.

rogerrodriguez68@gmail.com – jairo.romero@escuelaing.edu.co

Recibido: 15/08/2014 Aceptado: 28/09/2014

Disponible en <http://www.escuelaing.edu.co/revista.htm>

### Resumen

En este artículo se muestra el análisis de las consecuencias ambientales por falla o rotura de presa en el marco del análisis de riesgos, teniendo como caso de estudio el proyecto Hidrosogamoso, el cual cuenta con licencia ambiental y se encuentra en fase de construcción. La importancia de este tema radica en que en Colombia existen más de 130 presas, lo cual puede generar consecuencias catastróficas si una o varias de ellas llegan a fallar; además, la información disponible sobre el análisis y valoración de consecuencias ambientales se limita a la indicada por el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial (MAVDT) (2006), a través de los términos de referencia para la elaboración de estudios de impacto ambiental de centrales hidroeléctricas (HE-TER-1-01) y los términos de referencia para la elaboración de estudios de impacto ambiental de presas, represas o embalses (PR-TER-1-01) (MAVDT, 2006), complementados con la metodología general para la presentación de estudios ambientales (MAVDT, 2010), necesarios para la obtención de la licencia ambiental de este tipo de proyectos. Se incluye un inventario de las presas en Colombia, la normativa asociada a riesgos en Colombia, casos de falla de presas a nivel mundial, análisis de riesgos en presas y definición de indicadores para medir las consecuencias ambientales por fallo o rotura de presa.

**Palabras claves:** presas en Colombia, normativa, gestión del riesgo en presas, consecuencias ambientales.

### Abstract

This article shows the analysis of the environmental consequences of dam failure under the framework of risk analysis, using the Hidrosogamoso project as a case study, which has an environmental license and is under construction. The importance of this issue is that in Colombia there exist over 130 dams, which can lead to catastrophic consequences if one or more of them should fail. Furthermore, the information available on the analysis and assessment of environmental consequences is limited to the one provided by the ministry of Environment, Housing and Territorial Development - MAVDT (2006), through the terms of reference for the development of studies of environmental impact for hydroelectric plants (HE-TER-1-01) and the terms of reference for the preparation of environmental impact of dams or reservoirs (PR-TER-1-01) (MAVDT (2006)), supplemented by the general methodology for submission of environmental studies (MAVDT (2010)), necessary for obtaining the environmental license of such projects. This paper includes an inventory of dams in Colombia, the literature review of the regulations associated with risks in Colombia, cases of worldwide dam failures, risk analysis in dams, and definition of indicators to measure the environmental consequences of dam failure.

**Keywords:** Dams in Colombia; regulations; risk management in dams; environmental consequences.

## INTRODUCCIÓN

La gestión del riesgo aplicada a la seguridad de presas ha sido estudiada, mejorada y empleada a nivel mundial, principalmente como resultado de eventos que se han presentado y que han tenido consecuencias, en algunos casos, devastadoras para la zona aguas abajo de la presa.

Sin embargo, dentro de la estimación de consecuencias, paso indispensable dentro del análisis de riesgos, se han incluido generalmente las de tipo social (personas en riesgo y pérdida de vidas) y económico (daños por inundación y efectos sobre el recurso hídrico), pero no se ha abordado el tema de las consecuencias de tipo ambiental (afectación a los componentes físicos y bióticos).

En Colombia, si bien se han incorporado elementos para la gestión del riesgo, éstos se han enfocado en la atención a desastres, normalmente de tipo natural. Así mismo, la normativa para la realización de análisis de riesgos, sobre todo para casos de rotura de presa, es prácticamente nula; es notoria en la elaboración de planes de contingencia para embalses ya construidos, entre los cuales, por ser un evento extremadamente fortuito, la evaluación de este riesgo es mínima.

## ANTECEDENTES

El problema asociado al análisis de riesgos en presas se encuentra básicamente en la Unidad de Planeación Minero Energética (UPME) (2007), Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca (CAR) (1984), CAR (1975), CAR - Gomez (1980), Emgesa (2013), Emgesa (2013), Empresa de Energía de Bogotá (EEEB) (1993), Empresas Públicas de Medellín (EPM) (2008), EPM (2013), Grosso (2004), Ministerio de Comercio (2013), Sierra (2011), Isagén (2013), EPSA (2013), Ingetec (2013), Banco Mundial, Icontec (ISO 31000), Ley 1523/12, Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial (MAVDT) (2006), entre otras.

## PRESAS EN COLOMBIA

### Clasificación Icold

De acuerdo con lo establecido en la Comisión Internacional de Presas Grandes (International Commission on Large Dams, Icold), las presas pueden clasificarse en dos categorías:

- Grandes presas: dimensiones: altura > 15 m, corona > 500 m, embalse > 1 Hm<sup>3</sup> o capacidad de desagüe > 2000 m<sup>3</sup>/s, también por características especiales de cimentación o diseño.
- Pequeñas presas: aquellas que no cumplan con las condiciones anteriores.

### Clasificación por material

De acuerdo con el material con el que se construyó la presa, éstas pueden ser de:

- Tierra: materiales compactados, no rígidos, seleccionados y con un grado de humedad óptimo. Puede haber presas en tierra homogéneas o zonificadas por diferentes granulometrías.
- Enrocados: grandes diámetros.
- Concreto: concreto convencional o CCR (concreto compactado con rodillo).

### Clasificación por tipo

Otro tipo de clasificación de presas está dado por la forma de resistir el empuje hidrostático. De esta manera, se tienen:

- De arco o bóveda: transmiten el empuje al terreno. Curvatura vertical u horizontal.
- De gravedad: resisten por el peso propio (macizas y aligeradas).
- De arco gravedad: resisten por combinación de su peso y transmisión al terreno.

### Presas pequeñas en Colombia

En Colombia existen cerca de 90 presas pequeñas, asociadas generalmente con pequeñas centrales hidroeléctricas (PCH). A continuación se presenta la relación de las presas pequeñas identificadas.

**Tabla 1**  
Presas pequeñas existentes en Colombia

N.º	PCH	Capacidad efectiva (MW)	Localización	Operador
1	Agua Fresca	7,29	Jericó, Antioquia	Empresas Públicas de Medellín ESP
2	Alto Tuluá	19,9	Tuluá, Valle	Empresa de Energía del Pacífico S.A. ESP
3	Amaime	19,9	Palmira, Valle	Empresa de Energía del Pacífico S.A. ESP
4	Amalfi	0,81	Amalfi, Antioquia	Empresas Públicas de Medellín ESP
5	América	0,41	Medellín, Antioquia	Empresas Públicas de Medellín ESP
6	Asnazu	0,45	Suárez, Cauca	Compañía de Generación del Cauca S.A. ESP
7	Ayura	18	Envigado, Antioquia	Empresas Públicas de Medellín ESP
8	Barroso	19,9	Salgar, Antioquia	La Cascada SAS ESP
9	Bayona	0,6	Bohemia, Quindío	Empresa Multipropósito de Calarcá S.A. ESP
10	Bello	0,35	Bello, Antioquia	Empresas Públicas de Medellín ESP
11	Belmonte	3,4	Pereira, Risaralda	Empresa de Energía de Pereira S.A. ESP
12	Calderas	19,9	San Carlos, Antioquia	Isagén S.A. ESP
13	Campestre (Calarcá)	0,7	Bohemia, Quindío	Empresa Multipropósito de Calarcá S.A. ESP
14	Campestre (EPM)	0,87	Medellín, Antioquia	Empresas Públicas de Medellín ESP
15	Caracolí	2,6	Caracolí, Antioquia	Empresas Públicas de Medellín ESP
16	Caruquia	9,5	Santa Rosa de Osos, Antioquia	La Cascada SAS ESP
17	Cascada	3	Bucaramanga, Santander	Electrificadora de Santander S.A. ESP
18	Cementos del Nare	4,5	Pto. Nare (La Mag), Antioquia	Empresas Públicas de Medellín ESP
19	Charquito	19,4	Soacha, Cundinamarca	Emgesa S.A. ESP
20	Coconuco	4,5	Popayán, Cauca	Empresa Municipal de Energía Eléctrica S.A. ESP
21	Currucucues	1,25	Rovira, Tolima	Enermont S.A. ESP
22	El Bosque	2,28	Armenia, Quindío	Energía Renovable de Colombia S.A. ESP
23	El Limonar	18	San Antonio de Tena, Cund.	Emgesa S.A. ESP
24	Florida	19,9	Popayán, Cauca	Compañía de Generación del Cauca S.A. ESP
25	Guacaica	0,9	Neira, Caldas	Central Hidroeléctrica de Caldas S.A. ESP
26	Guanaquitas	9,5	Santa Rosa de Osos, Antioquia	La Cascada SAS ESP
27	Hidromontañitas	19,9	Don Matías, Antioquia	Celsia S.A. ESP
28	Ínsula	19	Chinchiná, Caldas	Central Hidroeléctrica de Caldas S.A. ESP
29	Intermedia	1	Manizales, Caldas	Central Hidroeléctrica de Caldas S.A. ESP
30	Inzá	0,75	Inzá, Cauca	Compañía de Generación del Cauca S.A. ESP
31	Íquira I	4,32	Íquira, Huila	Electrificadora del Huila S.A. ESP
32	Íquira II	5,4	Íquira, Huila	Electrificadora del Huila S.A. ESP
33	Julio Bravo	1,5	Pasto, Nariño	Centrales Eléctricas de Nariño S.A. ESP
34	La Cascada - Abejorral	0,45	Abejorral, Antioquia	Energía S.A. ESP
35	La Cascada (Antioquia)	2,3	San Roque, Antioquia	La Cascada SAS ESP
36	La Herradura	19,8	Cañasgordas, Antioquia	Empresas Públicas de Medellín ESP
37	La Junca	19,4	La Mesa, Cundinamarca	Emgesa S.A. ESP
38	La Pita	1,42	Garzón, Huila	Electrificadora del Huila S.A. ESP
39	La Tinta	19,4	La Mesa, Cundinamarca	Emgesa S.A. ESP
40	La Vuelta	11,6	Cañasgordas, Antioquia	Empresas Públicas de Medellín ESP
41	Manantiales	3,15	Bello, Antioquia	Empresas Públicas de Medellín ESP
42	Mirolindo	2,4	Ibagué, Tolima	Compañía de Generación del Cauca S.A. ESP
43	Mondomo	0,75	Santander de Quilichao, Cauca	Compañía de Generación del Cauca S.A. ESP
44	Municipal	2	Manizales, Caldas	Central Hidroeléctrica de Caldas S.A. ESP
45	Nima	6,7	Cali, Valle	Empresa de Energía del Pacífico S.A. ESP
46	Niquía	19	Bello, Antioquia	Empresas Públicas de Medellín ESP
47	Nuevo Libare	5,1	Dosquebradas, Risaralda	Empresa de Energía de Pereira S.A. ESP
48	Nutibara	0,75	Medellín, Antioquia	Empresas Públicas de Medellín ESP
49	Ovejas	0,82	Buenos Aires, Cauca	Compañía de Generación del Cauca S.A. ESP

**Tabla 1 (cont.)**  
Presas pequeñas existentes en Colombia

N.º	PCH	Capacidad efectiva (MW)	Localización	Operador
50	Pajarito	4,9	Yarumal, Antioquia	Empresas Públicas de Medellín ESP
51	Palmas San Gil	15	San Gil, Santander	Electrificadora de Santander S.A. ESP
52	Pastales	0,7	Pastales, Tolima	Compañía de Generación del Cauca S.A. ESP
53	Patíco - La Cabrera	1,48	Popayán, Cauca	Genelec Ltda. ESP
53	Piedras Blancas	5	Medellín, Antioquia	Empresas Públicas de Medellín ESP
54	Prado IV	5	Prado, Tolima	Empresa de Energía del Pacífico S.A. ESP
55	Puente Guillermo	1	Puente Nacional, Santander	Enerco S.A. ESP
56	Remedios	0,75	Remedios, Antioquia	Empresas Públicas de Medellín ESP
57	Río Abajo	0,9	San Vicente, Antioquia	Empresas Públicas de Medellín ESP
58	Río Bobo	4	Santa Rosa, Cauca	Centrales Eléctricas de Nariño S.A. ESP
60	Río Cali	1,8	Cali, Valle	Empresa de Energía del Pacífico S.A. ESP
61	Riofrío I	1,69	Riofrío, Valle	Compañía de Electricidad de Tuluá S.A. ESP
62	Riofrío II	10	Riofrío, Valle	Compañía de Electricidad de Tuluá S.A. ESP
63	Río Ingenio	0,18	Sandoná, Nariño	Centrales Eléctricas de Nariño S.A. ESP
64	Río Mayo	19,8	San Pablo, Nariño	Centrales Eléctricas de Nariño S.A. ESP
65	Río Palo	1,44	Caloto, Cauca	Compañía de Generación del Cauca S.A. ESP
66	Río Piedras	19,9	Jericó, Antioquia	Celsia S.A. ESP
67	Río Recio	0,3	Lérida, Tolima	Compañía de Generación del Cauca S.A. ESP
68	Río Sapuyes	1,65	Túquerres, Nariño	Centrales Eléctricas de Nariño S.A. ESP
69	Riofrío (Támesis)	1,2	Támesis, Antioquia	Empresas Públicas de Medellín ESP
70	Riogrande I	19	Don Matías, Antioquia	Empresas Públicas de Medellín ESP
71	Riogrande I (Menor)	0,3	Don Matías, Antioquia	Empresas Públicas de Medellín ESP
72	Rionegro	9,6	Puerto Salgar, Cundinamarca	Empresa de Energía de Cundinamarca S.A. ESP
73	Rumor	2,5	Tuluá, Valle	Compañía de Electricidad de Tuluá S.A. ESP
74	Sajandí	3,2	Patía (El Bordo), Cauca	Compañía de Generación del Cauca S.A. ESP
75	San Antonio	19,4	San Antonio de Tena, Cund.	Emgesa S.A. ESP
76	San Cancio	2	Manizales, Caldas	Central Hidroeléctrica de Caldas S.A. ESP
77	San Francisco (Putumayo)	0,47	San Francisco, Putumayo	Generputumayo SAS ESP
78	San José	0,38	Pensilvania, Caldas	Generadora Colomb. de Electricidad SCA ESP
79	San José de la Montaña	0,4	S. José de la Montaña, Antioquia	Empresas Públicas de Medellín ESP
80	Santa Ana	8	Ubalá, Cundinamarca	Emgesa S.A. ESP
81	Santa Rita	1,3	Andes, Antioquia	Enerco S.A. ESP
82	Santiago	2,8	Santo Domingo, Antioquia	Generamos Energía S.A. ESP
83	Silvia	0,38	Silvia, Cauca	Compañía de Generación del Cauca S.A. ESP
84	Sonsón	18,5	Sonsón, Antioquia	Empresas Públicas de Medellín ESP
85	Sueva 2	6	Junín, Cundinamarca	Emgesa S.A. ESP
86	Tequendama	19,4	San Antonio de Tena, Cund.	Emgesa S.A. ESP
87	Unión	0,7	Bohemia, Quindío	Empresa Multipropósito de Calarcá S.A. ESP
88	Urrao	1,03	Urrao, Antioquia	Enervía S.A. ESP
89	Ventana A	2,5	Chicoral, Tolima	Compañía de Generación del Cauca S.A. ESP
90	Ventana B	2,5	Chicoral, Tolima	Compañía de Generación del Cauca S.A. ESP

### Grandes presas

En Colombia existen aproximadamente 40 grandes presas. A continuación se presenta un consolidado de las grandes presas existentes en Colombia, según su material y tipo de presa.

**Tabla 2**  
Grandes presas existentes en Colombia

ID	Presa	Año	Localización Municipio / Departamento	Tipo
<b>PRESAS DE CONCRETO</b>				
1	Central Hidroeléctrica Bajo Anchicayá	1955	Dagua / Valle del Cauca	De arco y gravedad
2	Tenche	1962	Carolina del Príncipe / Antioquia	De arco y gravedad
3	Central Hidroeléctrica Calderas	1987	Granada y San Carlos / Antioquia	Gravedad
4	Represa del Sisga	1951	Chocontá / Cundinamarca	Gravedad
<b>PRESAS EN CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO (CCR)</b>				
5	Central Hidroeléctrica de Betania	1981	Yaguará, El Hobo, Campoalegre y Gigante / Huila	Gravedad
6	Presa Pantágoras - Embalse Amaní - Central Hidroeléctrica Miel I	2002	Norcasia / Antioquia	Gravedad
<b>PRESAS EN ENROCADO CON CARA DE CONCRETO</b>				
7	Central Hidroeléctrica Alto Anchicayá	1974	Buenaventura - Dagua / Valle del Cauca	Gravedad
8	Embalse Sara Brut (Guacas)	2002	Bolívar / Valle del Cauca	Gravedad
9	Porce III	2010	Amalfi - Anorí / Antioquia	Gravedad
10	Presa de Golillas - Embalse de Chuza	1982	Chingaza - Fúquene / Cundinamarca	Gravedad
11	Presa Salvajina - Proyecto de regulación del río Cauca	1984	Suárez / Cauca	Gravedad
<b>PRESAS EN ENROCADO CON NÚCLEO IMPERMEABLE</b>				
12	Embalse Chisacá	1950	Usme, D.C. / Cundinamarca	Gravedad
13	Embalse de La Copa	1990	Toca / Boyacá	Gravedad
14	Embalse el Hato	1992	Carmen de Carupa / Cundinamarca	Gravedad
15	La Esmeralda - Embalse de Chivor	1975	Santa María / Boyacá	Gravedad
16	Presa Cantarrana - Embalse Tunjuelo	2007	Bogotá / Cundinamarca	Gravedad
17	Presa Chingaza - Embalse río La Playa y Frío		Cundinamarca	Gravedad
18	Presa Guavio - Embalse Guavio, Batatas y Chivor	1990	Guasca, Gacheta, Ubalá y Gachalá / Cundinamarca	Gravedad
19	Presa San Rafael - Embalse excedentes Acueducto Chingaza	1994	La Calera / Cundinamarca	Gravedad
<b>PRESAS MIXTAS: CCR - TIERRA</b>				
20	Porce II	2001	Amalfi - Gómez Plata / Antioquia	Gravedad
<b>PRESAS EN TIERRA</b>				
21	Embalse del Guájaro	1965	Repelón, Luruaco, Manatí y Sabanalarga / Atlántico	Gravedad
22	Embalse del Muña	1948	Sibaté / Cundinamarca	Gravedad
23	Embalse del Neusa	1952	Cogua - Tausa / Cundinamarca	Gravedad
24	Embalse La Fe	1973	El Retiro / Antioquia	Gravedad
25	Embalse La Regadera	1934	Usme, D.C. / Cundinamarca	Gravedad
26	Embalse Playas	1987	San Rafael / Antioquia	Gravedad
27	Miraflores	1965	Carolina del Príncipe / Antioquia	Gravedad
28	Piedras Blancas	1952	Guarne / Antioquia	Gravedad
29	Presa El Buey - Embalse La Fe	1983	La Ceja / Antioquia	Gravedad - Hidráulica de pasada
30	Presa Guillermo Cano - Central Hidroeléctrica de Jaguas	1987	San Rafael, San Roque, Alejandría, Concepción y Santo Domingo / Antioquia	Gravedad
31	Presa Punchiná - Central Hidroeléctrica San Carlos	1983	San Carlos / Antioquia	Gravedad
32	Presa Santa Rita - Embalse Peñol-Guatapé	1976	Guatapé / Antioquia	Gravedad
33	Quebradona o Riogrande I	1958	Santa Rosa de Osos / Antioquia	Gravedad
34	Riogrande II	1988	Donmatías / Antioquia	Gravedad
35	Troneras	1962	Carolina del Príncipe - Gómez Plata / Antioquia	Gravedad
<b>PRESAS EN TIERRA CON NÚCLEO IMPERMEABLE</b>				
36	Central Hidroeléctrica Calima	1966	Calima-Darién / Valle del Cauca	Gravedad
37	Central Hidroeléctrica de Río Prado	1971	Prado / Tolima	Gravedad
38	Presa Sesquilé - Embalse de Tominé	1962	Sesquilé - Guatavita - Guasca / Cundinamarca	Gravedad
39	Represa Urrá I	1997	Tierralta / Córdoba	Gravedad
40	Central Hidroeléctrica Charquito (Canoas)	1897	Soacha / Cundinamarca	Gravedad - Hidráulica de pasada



En su mayoría, las grandes presas en Colombia están construidas en tierra y su principal uso es el de generación de energía.

## NORMATIVA ASOCIADA CON RIESGOS EN COLOMBIA

Desde la década de los noventa se han promulgado en el país una serie de normas relacionadas con la gestión del riesgo de desastres; sin embargo, para el caso específico del análisis de riesgos en presas y el establecimiento de consecuencias ambientales asociadas a dicho evento el desarrollo es casi nulo, lo que hace difícil la incorpo-

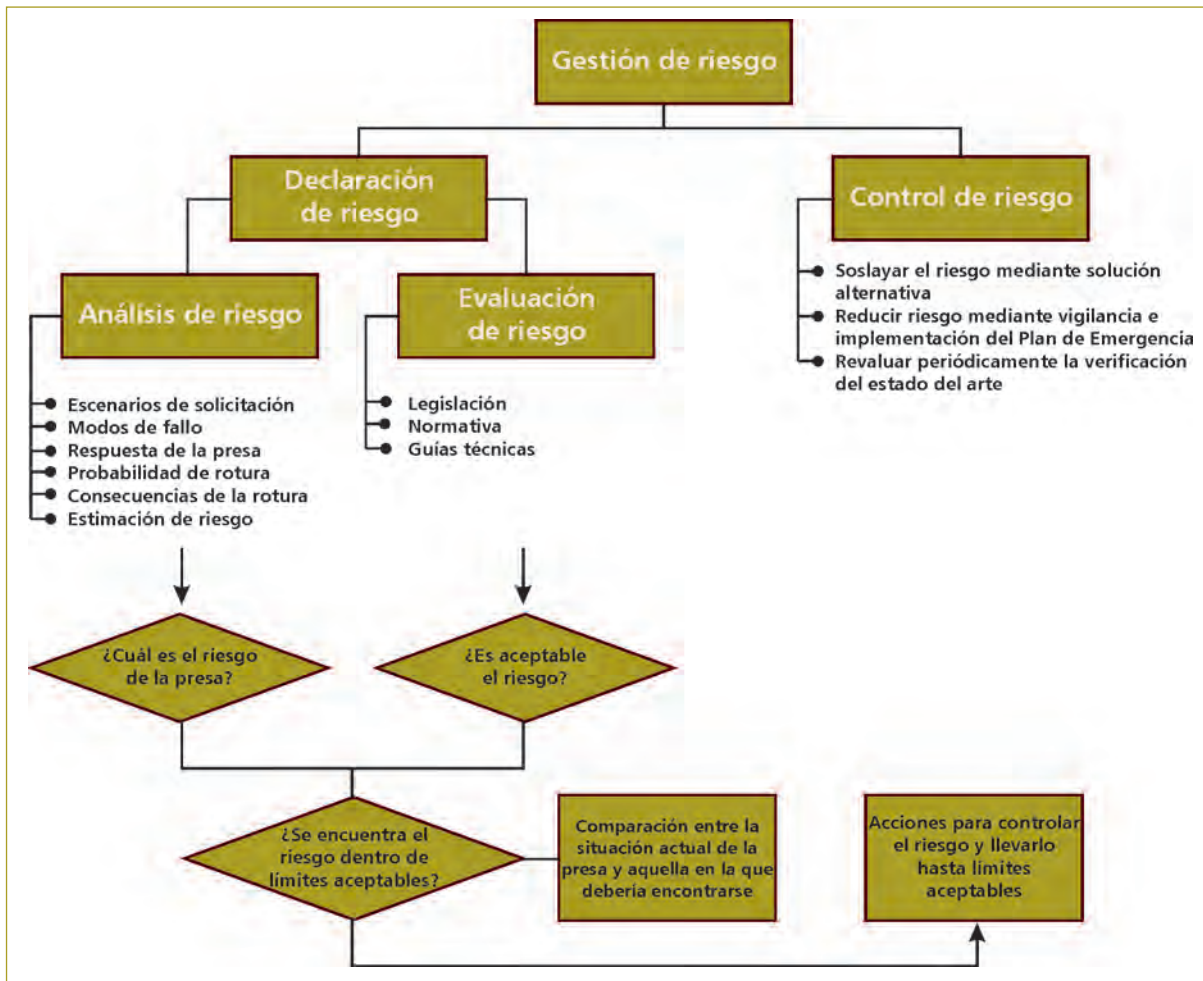
ración de estos análisis. Por esta razón, los indicadores y la metodología que se proponen son una buena guía para futuros análisis de riesgos.

## CASOS DE FALLA A NIVEL MUNDIAL

A nivel mundial se han detectado 37 casos de falla o rotura de presa, la mayoría asociados a construcción defectuosa, precipitación mayor de la estimada, filtraciones, errores humanos y falta de mantenimiento. A renglón seguido se muestran los casos de falla a nivel mundial (tabla 3).

**Tabla 3**  
Principales eventos de falla o rotura de presa a nivel mundial

ID	Presa	Año de falla o rotura	Posible causa
1	Pantano de Puentes	1802	Construcción defectuosa
2	Dale Dike Reservoir	1864	Construcción defectuosa
3	South Fork	1889	Mantenimiento deficiente
4	Walnut Grove	1890	Fuertes nevadas y lluvias
5	Desná	1890	Construcción defectuosa
6	Lower Otay	1916	Fuertes lluvias
7	Gleno	1923	Construcción defectuosa
8	Llyn Eigiau	1925	Reducción de costos y fuertes lluvias
9	St. Francis	1928	Inestabilidad geológica y error humano
10	Edersee	1943	Bombardeo
11	Vega de Tera	1959	Construcción defectuosa
12	Malpasset	1959	Falla tectónica y explosiones en la construcción de una carretera cercana
13	Panshet	1961	Fuertes vientos durante construcción
14	Baldwin Hills Reservoir	1963	Subsidiencia por una sobreexplotación petrolera cercana
15	Vajont	1963	Problemas en las laderas del vaso
16	Fontenelle	1968	Desagües sin construir totalmente durante el llenado
17	#3 de Buffalo Creek	1972	Inestabilidad provocada por una mina de carbón cercana
18	Canyon Lake	1972	Obstrucción del aliviadero
19	Banqiao y Shimantan	1975	Fuertes lluvias, superiores a las de diseño
20	Teton	1976	Pantalla permeable, falta de filtros y núcleo poco plástico; tensiones verticales
21	Euclides da Cunha	1977	Mal protocolo de funcionamiento, error humano
22	Kelly Barnes	1977	Error de diseño
23	Machhu II	1979	Cálculos y diseño del aliviadero erróneos
24	Lawn Lake	1982	Deterioro estructural
25	Tous	1982	Estudios y mantenimiento deficientes; negligencia; caudal de la riada superior a la capacidad de desagüe
26	Carsington	1984	Plastificación del núcleo arcilloso
27	Val di Stava	1985	Pobre mantenimiento y escaso margen de seguridad
28	Belci	1991	Falla en la apertura de compuertas
29	Opuha	1997	Fuertes lluvias
30	Sobenovská	2002	Fuertes lluvias
31	Zayzoun	2002	Falta de mantenimiento, a pesar de contar con avisos de posible rotura
32	Big Bay	2004	Filtración preexistente
33	Camará	2004	Fuertes lluvias
34	Shakidor	2005	Fuertes lluvias
35	Taum Sauk	2005	Error informático o humano
36	Campos Novos	2006	Derrumbe en el túnel
37	Situ Gintung	2009	Fuertes lluvias y escaso mantenimiento



Fuente: M. Membrillera et al. (2005), adaptado de Kreuzer, 2000.

**Figura 1.** Esquema general para la gestión de riesgo en presas.

### ANÁLISIS DE RIESGOS POR FALLA O ROTURA DE PRESAS

El riesgo puede definirse como la medida de la probabilidad y severidad de un evento que tiene efectos adversos en la vida humana, la salud, la propiedad o el medio ambiente. Se estima mediante la combinación de las esperanzas matemáticas de los escenarios, probabilidades de ocurrencia y sus consecuencias. Los principales componentes de la gestión de riesgo en presas (figura 1) (Membrillera et al., 2005) se describen a continuación.

**Declaración del riesgo (DR).** Consiste en valorar la probabilidad de ocurrencia de eventos y del comportamiento estructural de la presa, así como las consecuencias producidas por un fallo o un funcionamiento incorrecto de ésta (análisis de riesgo, AR), para posteriormente comparar con los criterios de tolera-

bilidad del riesgo (evaluación del riesgo, ER) (Bowles, 2001. En Triana, 2007).

**Análisis de riesgo (AR).** Permite estimar el riesgo que sobre personas, propiedades o medio ambiente puede tener cualquier evento con potencial para causar daños. Dentro del análisis de riesgos se encuentra la valoración de las consecuencias ambientales (paso 6, figura 2) (Membrillera et al., 2005).

**Evaluación del riesgo (ER).** Es un proceso encaminado a examinar y juzgar la importancia del riesgo estimado a la luz de la normativa vigente (Membrillera et al., 2005).

**Control del riesgo (CR).** Es el proceso por el que se implementa y refuerzan acciones encaminadas a controlar el riesgo, así como la revisión periódica de la efectividad de éstas (Membrillera, 2007).

Las consecuencias por el fallo o rotura de una presa se encuentran dentro del análisis de riesgos que se haga sobre el proyecto. Para realizar este análisis, que corresponde al paso 6, se debe empezar con un levantamiento detallado de la presa, con el fin de determinar el alcance de los estudios que se van a efectuar y definir los objetivos y los plazos de los análisis; posteriormente se debe llevar a cabo la estructuración técnica de la presa, que corresponde a los diseños, obras y seguridad, entre otras características, todo esto con el apoyo de un equipo interdisciplinario de profesionales; luego hay que hacer modelaciones de falla de la presa, analizar las cargas y amenazas que actúan sobre la presa, efectuar un análisis de probabilidad de rotura, estimar las consecuencias y, finalmente, calcular el riesgo.

Con base en los resultados del análisis de riesgos, se procede a realizar la evaluación del riesgo, con el propósito de determinar si éste es aceptable o no; la idea es tratar de minimizarlo hasta llevarlo lo más cercano a cero. Finalmente, se hace el control de riesgo, que tiene que ver con la elaboración del plan de contingencia, para hacer una evaluación periódica de los riesgos valorados en la fase de estudios.

## VALORACIÓN DE CONSECUENCIAS

La estimación de consecuencias ambientales (físico-biológicas) es de difícil cuantificación, principalmente a nivel monetario. Una propuesta para llevar a cabo la valoración se presenta a continuación.

El sistema de indicadores (tabla 4) parte del análisis de las consecuencias del fallo o rotura de una presa; se formula para medir las consecuencias que sobre los ecosistemas acuáticos y terrestres tendría un desembalse originado por la rotura y se estructura para medir los cambios, en varios niveles, sobre el normal funcionamiento de los ecosistemas y organismos (asociados a los impactos primarios), hasta las alteraciones en los servicios ecológicos y ambientales (mayor detalle y estimación de posibles consecuencias por indicador en el trabajo de grado “Estimación de consecuencias ambientales en el marco del análisis de riesgos”, elaborado por Roger Rodríguez Moreno, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, 2014).

Es necesario conocer el mapa de inundación aguas abajo del sitio de presa, medir todos los indicadores antes del inicio de un proyecto de presa (línea base) y

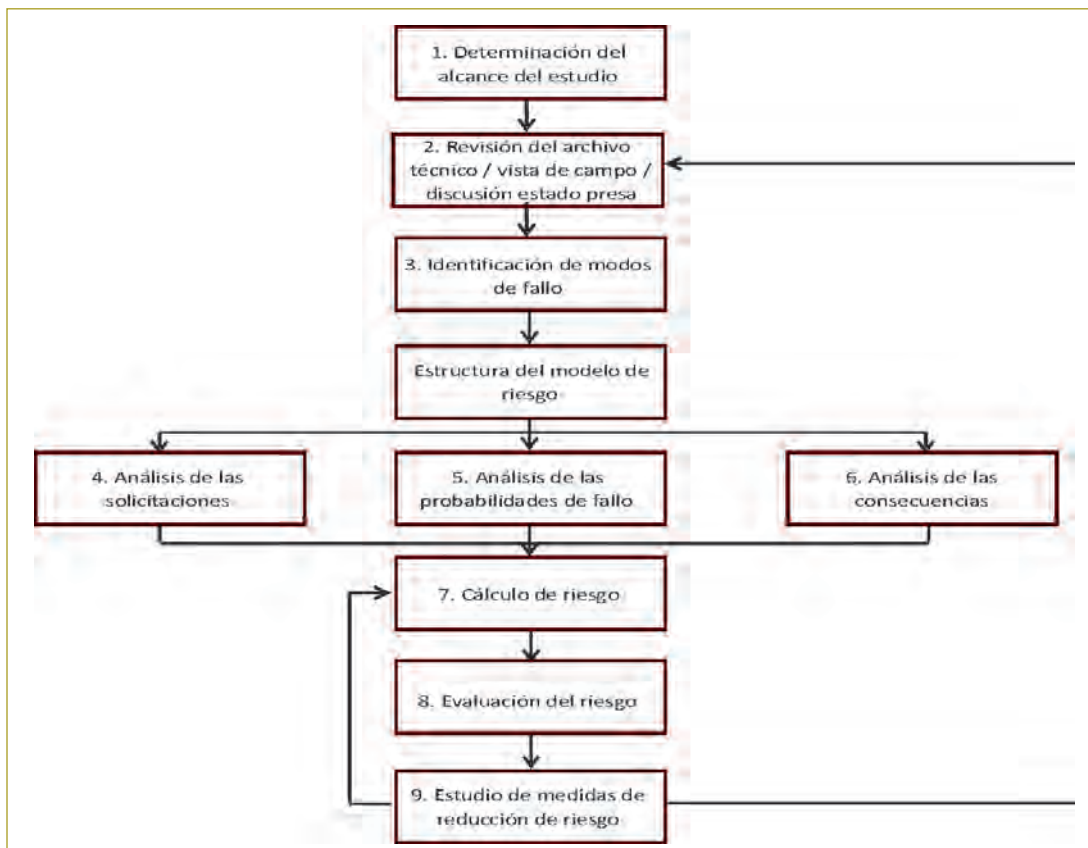


Figura 2. Esquema del proceso de análisis del riesgo (Serrano, 2011).

hacer una medición representativa en el menor tiempo posible después de ocurrido el rompimiento de la presa, con el objeto de conocer los valores incrementales que sobre cada indicador se puedan presentar. Con esta

información, dentro de la línea base, se debe estimar la consecuencia que cada indicador pueda representar para que en determinado caso se implemente el plan de contingencia que sea necesario.

**Tabla 4**  
Indicadores propuestos

Ecosistema	Medio	Indicador	Medida
Acuático	Físico	Concentraciones de OD, DBO y DQO	Mediante diferencias entre las concentraciones del estado base y del posevento .
		Concentraciones de SDT, SST y SS	
		Espejo y volumen de agua	Mediante diferencias entre el área y el volumen acuático antes y después del evento.
		Morfología del cauce	Con la realización de batimetrías en diferentes secciones del río aguas abajo de la presa y mediante el uso de sensores remotos (fotografías aéreas, imágenes satelitales, etc.).
		Régimen de inundaciones	Mediante la realización de modelos hidrológicos.
	Biótico	Productividad pesquera	Kg/ha · mes
Terrestre	Físico	Concentraciones de H <sub>2</sub> S en la atmósfera	Diferencias entre las concentraciones antes y después del evento.
		Áreas desnudas (ha)	
		Zonas anegadas (ha)	Diferencias de áreas antes y después del evento.
		Propiedades fisicoquímicas del suelo	Mediante una caracterización de los suelos del área inundada, a través de metodologías como la establecida por el IGAC para la clasificación agrológica.
		Calidad paisajística	Actualmente existen modelos a través de los cuales se puede establecer una valoración de la visibilidad, la fragilidad del paisaje y la calidad paisajística.
		Áreas de suelo por clases agrológicas (ha)	De acuerdo con la caracterización agrológica y el análisis morfológico.
		Productividad agropecuaria	Kg/ha · mes
	Biótico	Cobertura vegetal (ha)	Mediante el uso de imágenes de satélite u otro sensor remoto.
		Calidad y cantidad de hábitats	Mediante comparación de la calidad y cantidad de hábitat antes y después del evento.
		Poblaciones de fauna	Mediante la realización de evaluaciones ecológicas rápidas.
		Poblaciones de flora	Mediante la realización de evaluaciones ecológicas rápidas.
		Fragmentación	Mediante la utilización de sensores remotos y herramientas cartográficas.
		Uso flora	Kg/ha · mes
Diversidad alfa y beta	Se emplean los datos de los indicadores de cobertura vegetal y las evaluaciones ecológicas rápidas realizadas para las poblaciones de fauna y de flora.		

Tabla 5

Componentes y elementos que pueden verse afectados por rotura de la presa de Hidrosogamoso

Medio	Componente	Elemento o sujeto	Hidrosogamoso - aguas abajo	
Físico	Suelos	Usos del suelo	Conservación Aprovechamiento selectivo Ganadero Agrícola Río Sogamoso Quebrada La Dorada Caño Matore Brazo El Estanco Brazo del Opón Quebrada La Ceibita Caño Guarumo Caño La Jeringa Caño El Llanito Caño San Silvestre Caño Maldonado	
	Agua	Uso potencial del agua – drenajes superficiales		
	Atmósfera	Composición de atmósfera	Zonas donde se deposite sedimento contaminado.	
	Proceso geofísico	Geoformas		Diques (elevaciones del terreno que acompañan a ríos). Complejos de Orillares (zonas bajas cortadas por caños y diques y se presentan en los playones de ríos y en las islas). Napas de explayamiento (zona amplia en la llanura, con inundaciones periódicas). Áreas depresionales. Terrazas bajas.
			Sedimentación	Deposición de sedimento en el lecho del río y en el complejo de ciénagas, mediante modelación de los sedimentos para establecer la manera en que se distribuyen en el cauce y en el área de inundación.
Morfología y paisaje	Modificación de aspecto visual y calidad paisajística	Tanto en el tramo recto (donde el río fluye encañonado), en el tramo trezado (con pendiente entre el 0,1 y el 0,2 %) y el tramo meándrico, con longitud de 30 km y pendiente inferior al 0,1 % del río Sogamoso. En las laderas que quedan expuestas. En el complejo cenagoso aguas abajo.		
Biótico	Ecosistema acuático	Comunidades acuáticas	Marcos invertebrados bentónicos Algas periféricas Fitoplancton Zooplancton Fauna íctica (peces)	
		Ecosistema de importancia ecológica	Ciénaga El Llanito Ciénaga San Silvestre	
	Ecosistema terrestre	Ecosistema de importancia ecológica o áreas protegidas	Distrito de Manejo Integrado Regional San Silvestre	
		Vegetación	Bosque natural Bosque secundario intervenido Bosque de galería Rastrojo alto y bajo Pastos arbolados Pastizales Cultivos	
		Fauna	276 especies de aves (41 exclusivas de las ciénagas y vegetación de ribera). 123 especies de mamíferos (16 exclusivas de cuerpos de agua y vegetación de ribera). 44 especies de herpetofauna (7 exclusivas de cuerpos de agua y vegetación de ribera).	

## CONSECUENCIAS PROBABLES PARA EL CASO DE ESTUDIO Y ESTRATEGIAS DE MANEJO

Para el proyecto Hidrosogamoso, ubicado en el departamento de Santander, en fase de construcción, con un área de inundabilidad de 212 km<sup>2</sup>, altura de presa de 190 m, caudal en el sitio de presa de 471,5 m<sup>3</sup>/s y un volumen de 2800 - 4800 Hm<sup>3</sup>, las consecuencias ambientales por el fallo o rompimiento de la presa podrían ser las de la tabla anterior (tabla 5).

## CONCLUSIONES

- En Colombia existen más de 130 presas, entre pequeñas y grandes.
  - A nivel mundial se han presentado más de 35 casos de rotura de presas, la mayoría presas en tierra, por problemas generalmente asociados a su construcción.
  - Desde la década de los noventa se han desarrollado en el país una serie de normas relacionadas con la gestión del riesgo de desastres; sin embargo, para el caso específico del análisis de riesgos en presas y el establecimiento de consecuencias asociadas a dicho evento el desarrollo es casi nulo, lo que hace difícil la incorporación de estos análisis.
  - Para la evaluación de los indicadores propuestos, se requiere tener una línea base del proyecto.
  - Dentro de la gestión del riesgo se tienen dos macroactividades: la declaración del riesgo y el control de éste. Dentro del primero se desarrollan las actividades de análisis y de evaluación del riesgo, mientras que el segundo involucra soluciones desde el diseño y la construcción para minimizar el riesgo, planes de emergencia o contingencia, y evaluación de la presa y de las medidas definidas.
  - Para determinar las consecuencias ambientales se requiere un estudio de la zona aguas abajo de la presa.
  - La mayor premisa, dentro de la gestión del riesgo, es minimizar éste al máximo y llevarlo a niveles tolerables.
- Para los componentes socioeconómicos, regularmente se llevan a cabo indemnizaciones o reposiciones. En el caso de los componentes fisicobióticos, se requiere una evaluación a través de indicadores.
  - Cada proyecto debe tener su propio análisis de riesgos, plan de contingencia y plan de mantenimiento para la presa.

## REFERENCIAS

1. Australian National Committee on Large Dams Inc. (Ancold) (2000). *Guidelines on assessment of consequences of dam failure*. Australia: Ancold.
2. Comisión de Normas para Grandes Presas (1967). Instrucción para el proyecto, construcción y explotación de grandes presas. España.
3. Comisión de Normas para Grandes Presas (1996). Reglamento técnico sobre seguridad de presas y embalses. España.
4. Ingetec - Isagén (1996). Estudio de impacto ambiental del proyecto hidroeléctrico del río Sogamoso. Bogotá: Isagén.
5. Membrillera, M. (2007). Contribución a la aplicación del análisis y declaración de riesgos en presas españolas, incluyendo priorización de inversiones. Tesis doctoral. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.
6. Membrillera, M., Escuder, I., González, J. & Altarejos, L. (2005). *Aplicación del análisis de riesgos a la seguridad de presas*. Valencia: Editorial UPV.
7. Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial (MAVDT) (2005). Guía N.º 1 *Guía metodológica para incorporar la prevención y la reducción de riesgos en los procesos de ordenamiento territorial*. Bogotá: Dirección Territorial - MAVDT.
8. Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial (MAVDT) (2006). Términos de referencia para la elaboración del EIA, para la construcción de presas, represas o embalses con capacidad mayor de 200 millones de metros cúbicos de agua. PR-TER-1-01.
9. Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial (MAVDT) (2006). Términos de referencia para la elaboración del estudio de impacto ambiental para la construcción y operación de centrales hidroeléctricas generadoras. HE-TER-1-01.
10. Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial (MAVDT) (2010). *Metodología general para la presentación de estudios ambientales*. Bogotá: MAVDT.
11. Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial (MAVDT) (2010). *Metodología general para la presentación de estudios ambientales*. Bogotá: MAVDT.
12. Serrano, A. (2011). Desarrollo de una herramienta completa de análisis y evaluación de riesgos en seguridad de presas. Tesis de doctorado. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.
13. Triana, E. (2007). Estimación de consecuencias de fallo y rotura de presas en el contexto del análisis de riesgos. Tesis doctoral. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.



# Análisis del cambio de temperatura en Bogotá, D.C., durante los últimos 20 años

## Temperature change in Bogotá, D.C., last 20 years

MARLA ALESSANDRA DÁVILA RAMÍREZ<sup>1</sup> - JAIRO ALBERTO ROMERO ROJAS<sup>2</sup>

1. Ingeniera civil. Maestría en Ingeniería Civil con énfasis en Recursos Hidráulicos y Medio Ambiente.

2. Ingeniero civil. MEEE. Profesor titular de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

marla\_davila1@hotmail.com – jairo.romero@escuelaing.edu.co

Recibido: 20/08/2014 Aceptado: 30/09/2014

Disponible en <http://www.escuelaing.edu.co/revista.htm>

### Resumen

En este artículo se presenta un análisis de la variación de las temperaturas máximas, medias y mínimas mensuales de seis estaciones ubicadas en la ciudad de Bogotá, D.C., durante los periodos 1993-2002 y 2003-2012<sup>(1)</sup>.

**Palabras claves:** cambio climático, temperatura ambiente, variación de temperatura.

### Abstract

This article presents an analysis of the variation in maximum, mean and minimum monthly temperatures in six stations located in Bogotá D.C., during the 1993-2002 and 2003-2012 periods.

**Keywords:** climate change; ambient temperature; temperature variation.



## INTRODUCCIÓN

En este trabajo se presenta el resultado del análisis de la variación de las temperaturas máximas, medias y mínimas mensuales de seis estaciones meteorológicas de la ciudad de Bogotá, ubicadas en las localidades de Barrios Unidos, Engativá, Teusaquillo, Kennedy, Suba y Tunjuelito, durante los periodos 1993-2002 y 2003-2012, hecho con base en datos del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (Ideam).

## ANTECEDENTES

Se ha considerado que la edad de la Tierra es de unos 4.470 millones de años  $\pm 1\%$ <sup>(2)</sup>, tiempo en el cual ha sufrido grandes cambios climáticos. Han ocurrido glaciales y épocas de clima cálido que han modificado a todas las formas de vida. Cabe destacar que los cambios climáticos no ocurren de la noche a la mañana sino en periodos prolongados<sup>(3)</sup>.

Desde el comienzo de los tiempos, el ser humano ha buscado satisfacer sus necesidades creando nuevas técnicas y tecnologías. Estas invenciones han generado los llamados gases de efecto invernadero (GEI): dióxido de carbono, clorofluorocarbonos, metano y óxido nitroso. Se ha encontrado que desde la década de los cincuenta se han incrementado notablemente las emisiones de CO<sub>2</sub>, aumentando lo que había antes de la revolución industrial, de 280 partes por millón a aproximadamente 380 ppm en el año 2005<sup>(4)</sup>.

En 1988 se fundó el Panel Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático (IPCC, por su sigla en inglés), el cual manifiesta la necesidad de crear una convención en la que se planteen medidas para controlar las temperaturas y así reducir el calentamiento global. En 1992 nació la Convención Marco de las Naciones Unidas sobre el Cambio Climático (CMNUCC o UN-FLCC), y en 1997 se realizó un anexo a este tratado, llamado Protocolo de Kioto, mediante el cual se introdujeron medidas de control<sup>(3)</sup>.

En el último informe publicado por el IPCC, en febrero de 2007, se afirma que once de los últimos doce años han sido los más calientes desde 1850, y que de 1901 a 2005 las temperaturas han aumentado en 0,74 °C, lo cual conduce a que el nivel del océano crezca, subiendo el nivel del agua en 3,1 mm/año entre 1993 y 2003. En el año 2007, el IPCC dedujo que para

las próximas dos décadas las temperaturas aumentarán en 0,2 °C/década debido a las grandes emisiones de gases de efecto invernadero (GEI). Para el año 2100 el aumento de la temperatura promedio oscilará entre 1,8 y 4 °C<sup>(3)</sup>.

En el último informe de la Organización Meteorológica Mundial (OMM) se manifiesta que el 2012 ha sido uno de los años más cálidos de las últimas décadas, ubicándose en el noveno lugar entre los diez años más cálidos jamás registrados. Entre enero y diciembre de 2012, la temperatura anual mundial de la superficie de la Tierra y del océano fue superior en  $0,45 \pm 0,11$  °C a la media de 14,0 °C, correspondiente al periodo 1961-1990. Estas temperaturas se sintieron más que todo en Norteamérica, el sur de Europa, el oeste de Rusia, en algunas partes del norte de África y en la zona septentrional de Suramérica<sup>(5)</sup>.

Los últimos estudios realizados por el Ideam arrojan que 1998 fue el año más caliente del periodo 1960 - 2011, con una temperatura promedio superficial de 22,85 °C. Además, entre los 20 años más calientes, nueve forman parte del decenio 2001-2010. La temperatura en el periodo 2001-2010 ha sido de 22,36 °C y en el periodo 1991-2000 de 22,23 °C, un incremento de 0,13 °C<sup>(6)</sup>.

## METODOLOGÍA

1. Se recolectó la información necesaria para construir una base de datos de temperaturas máximas, medias y mínimas mensuales de seis estaciones meteorológicas de Bogotá, D.C., con los registros del Ideam, para los años de 1993 a 2012.
2. Teniendo los datos de las seis estaciones se calculó la media muestral por mes de las temperaturas máximas, media y mínima de cada año desde 1993 hasta 2012.
3. Se calculó la variación de temperatura en cada mes para el periodo 1993 - 2002 y para el periodo 2003-2012.
4. Se calculó el promedio del año con las temperaturas mensuales para así hallar la temperatura anual máxima, media y mínima de los periodos 1993-2002 y 2003-2012.
5. Se calculó la variación de los promedios anuales de temperatura máxima, media y mínima para cada decenio.

6. Se calculó la probabilidad de ocurrencia de la temperatura máxima, media y mínima para los periodos 1993 - 2002 y 2003 - 2012.
7. Se calculó la relación de la precipitación de las seis estaciones con las temperaturas máximas, medias y mínimas.

## RESULTADOS

A continuación se muestran las temperaturas máximas, medias y mínimas mensuales promedio de cada mes para el periodo 1993-2002 y para el periodo 2003-2012 (figuras 1 a 3).

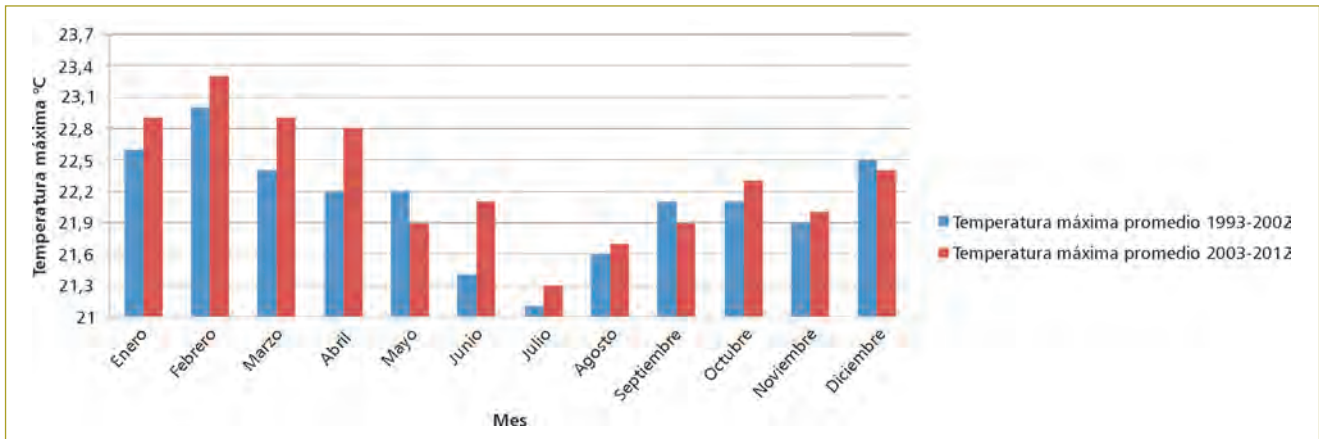


Figura 1. Temperatura máxima mensual promedio, periodos 1993-2002 y 2003-2012.

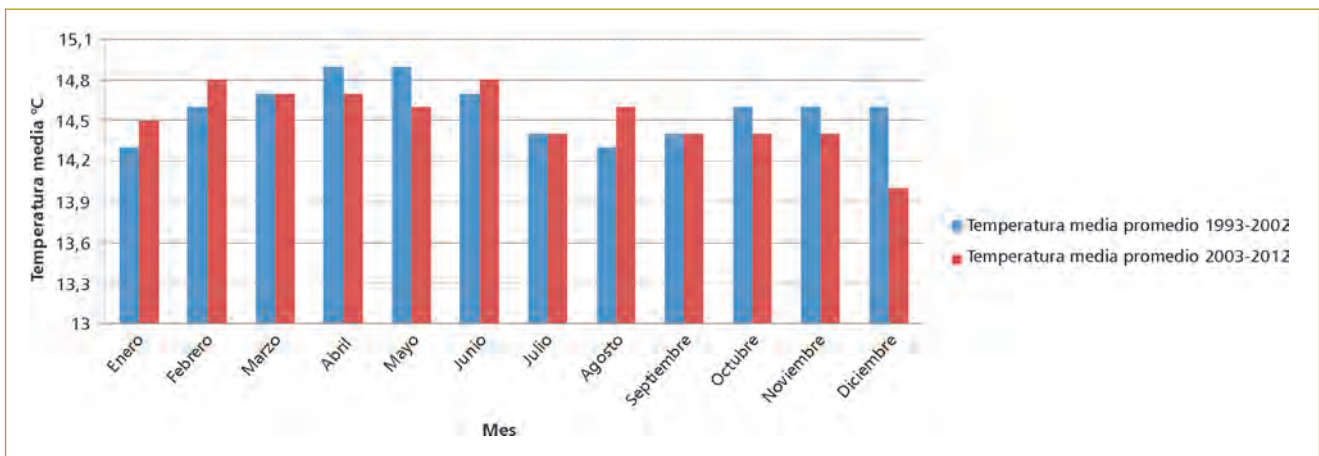


Figura 2. Temperatura media promedio, periodos 1993-2002 y 2003-2012.

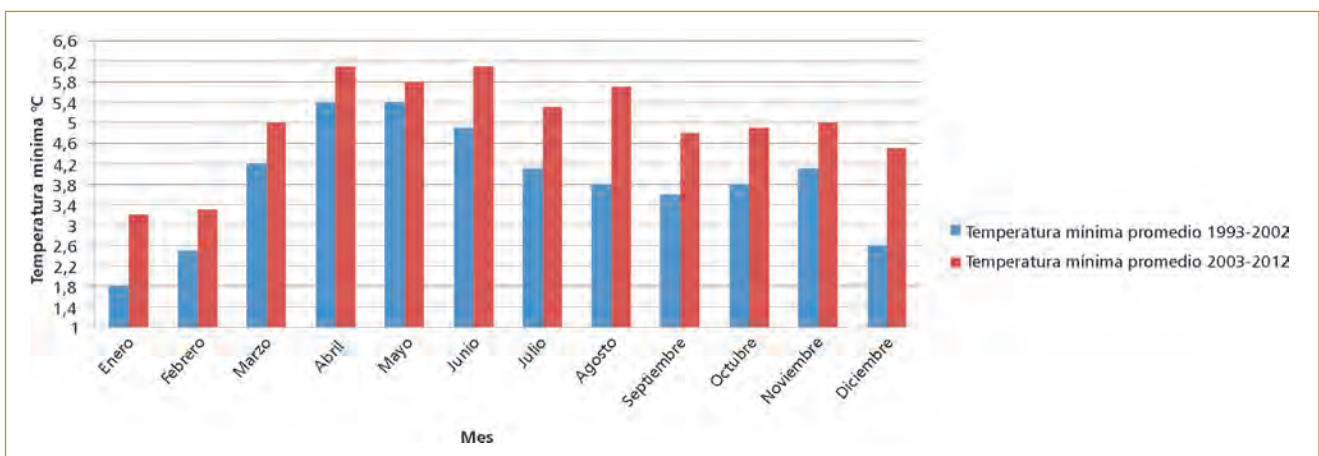


Figura 3. Temperatura mínima promedio, periodos 1993-2002 y 2003-2012.

Las temperaturas máximas mensuales (figura 1) para el periodo 2003-2012 son superiores a las del periodo 1993-2002, excepto en los meses de mayo, septiembre y diciembre.

Las temperaturas medias mensuales (figura 2) en ambos decenios han sido similares. En la mayoría de los meses se observa una disminución de temperatura, excepto en enero, febrero, junio y agosto.

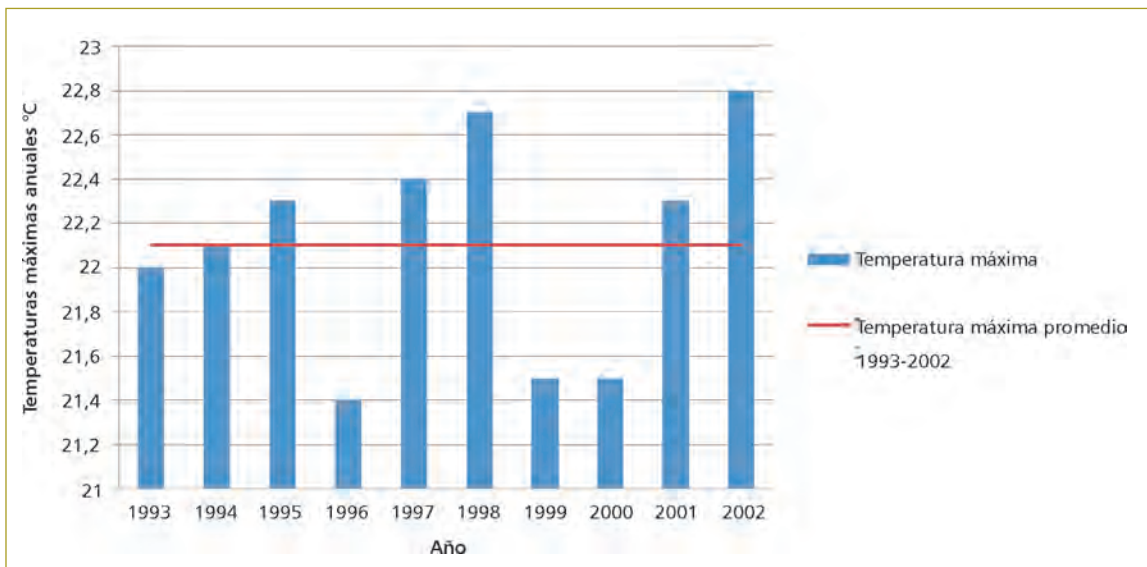
Las temperaturas mínimas mensuales (figura 3) en todos los meses del decenio 2003-2012 son superiores a las del periodo 1993-2002.

Solamente las temperaturas mínimas mensuales del primer decenio son siempre inferiores a las del segundo decenio. En nueve de los doce meses del año, las

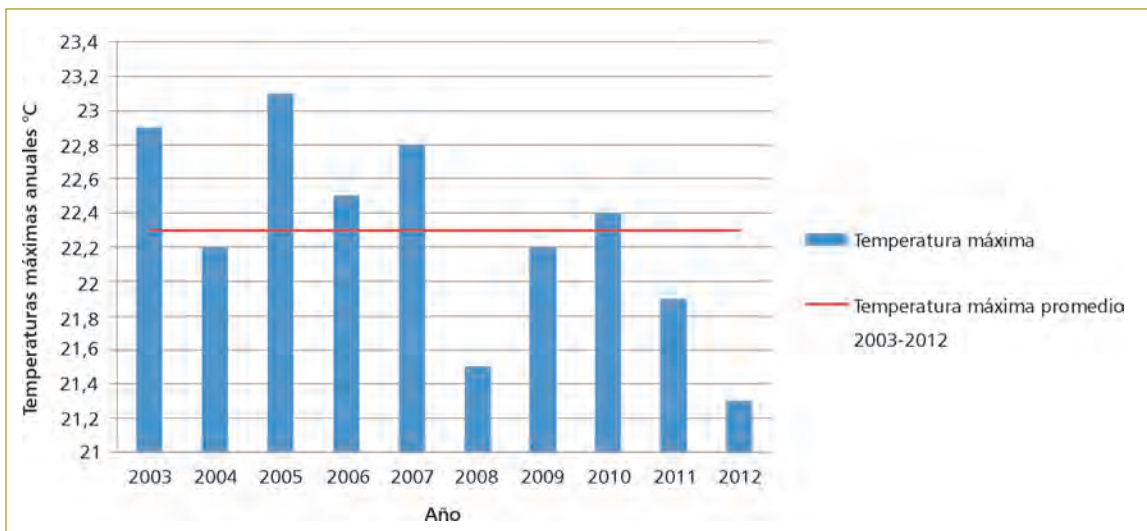
temperaturas máximas mensuales son inferiores en el segundo decenio. Por el contrario, en ocho de los doce meses del año las temperaturas medias mensuales son inferiores en el segundo decenio.

Las temperaturas máximas promedio anuales del periodo 1993-2002 se observan en la figura 4. Los años 1995, 1997, 1998, 2001 y 2002 han sido los más cálidos de dicho decenio, debido probablemente al fenómeno del Niño.

Las temperaturas máximas promedio anuales del periodo 2003-2012 se muestran en la figura 5. Se observa que los años más cálidos de este decenio son 2003, 2005, 2006, 2007 y 2010.



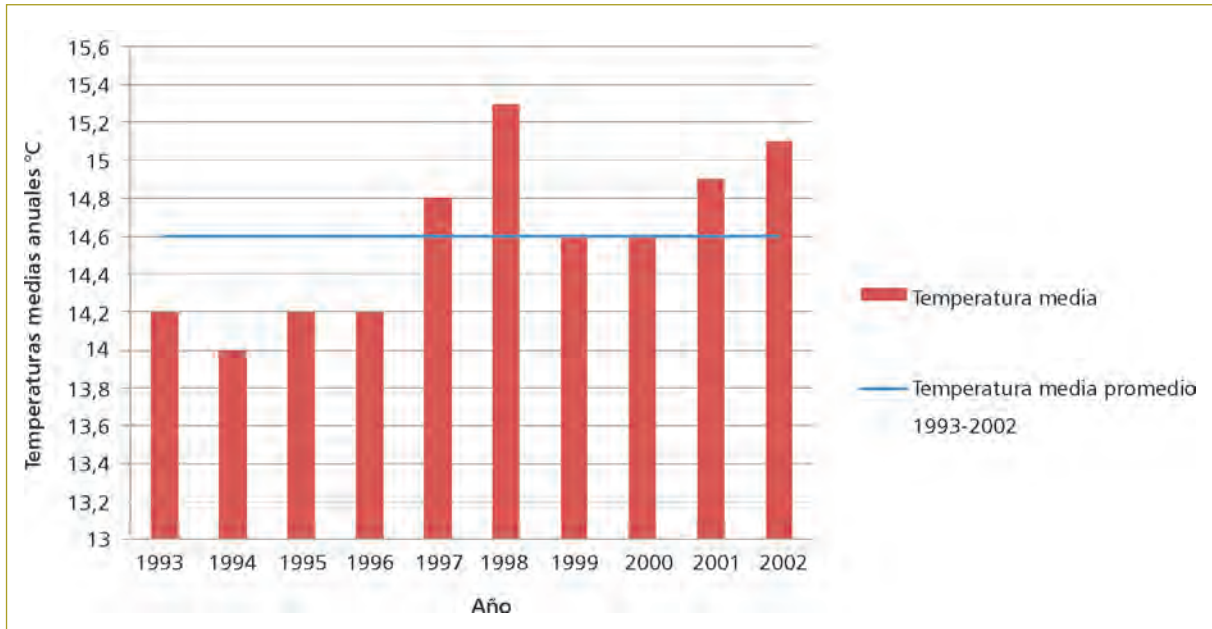
**Figura 4.** Temperaturas máximas promedio anual, periodo 1993-2002.



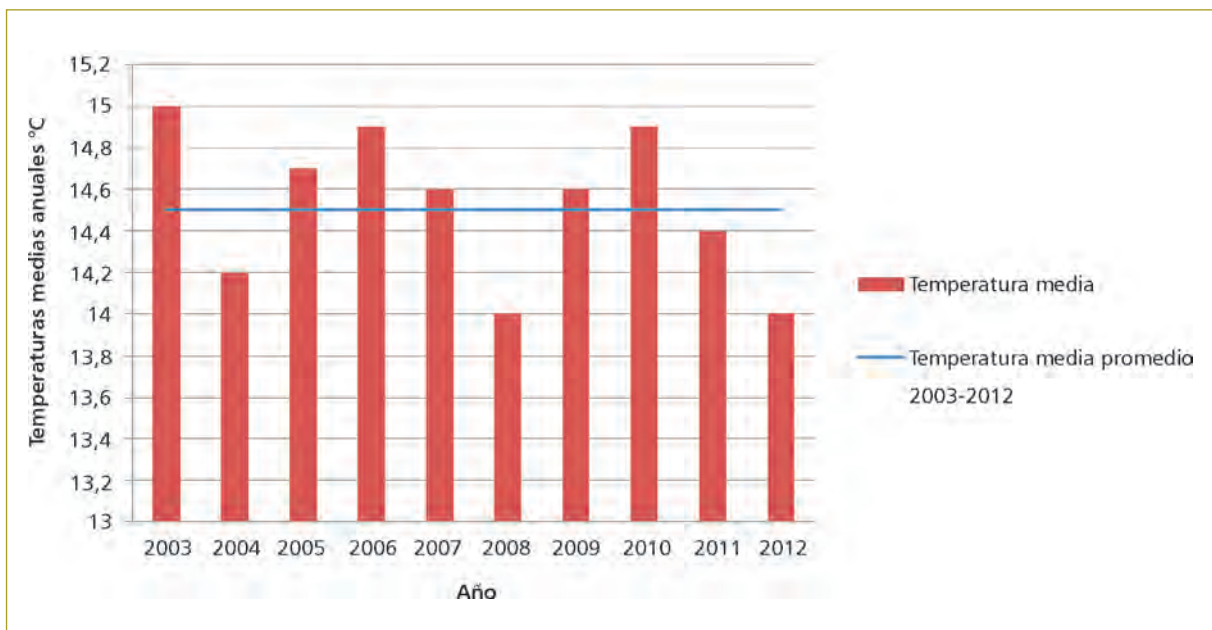
**Figura 5.** Temperaturas máximas promedio anual, periodo 2003-2012.

Las temperaturas medias anuales del periodo 1993 - 2002 se observan en la figura 6. Los años 1997, 1998, 2001 y 2002 son los más calientes de este decenio, debido probablemente al fenómeno del Niño.

A continuación se observan las temperaturas medias anuales desde 2003 hasta 2012. Los años 2003, 2005, 2006, 2007, 2009 y 2010 son los de mayor temperatura en el periodo (figura 7).



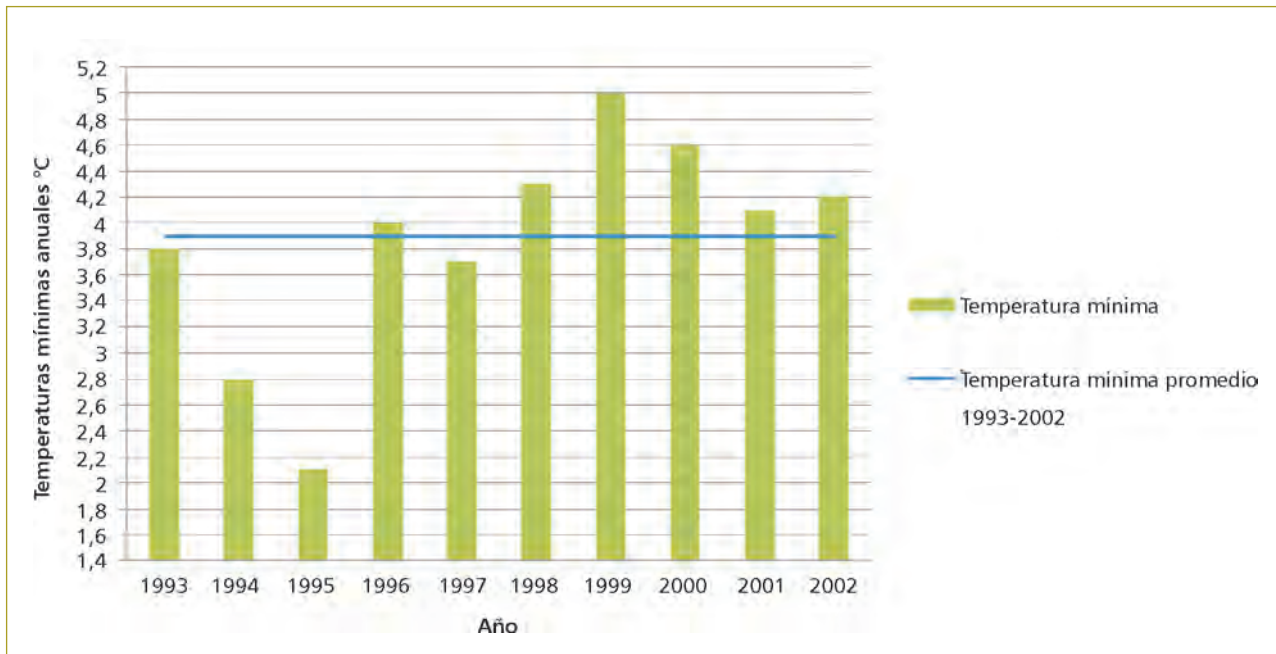
**Figura 6.** Temperaturas medias promedio anual, periodo 1993-2002.



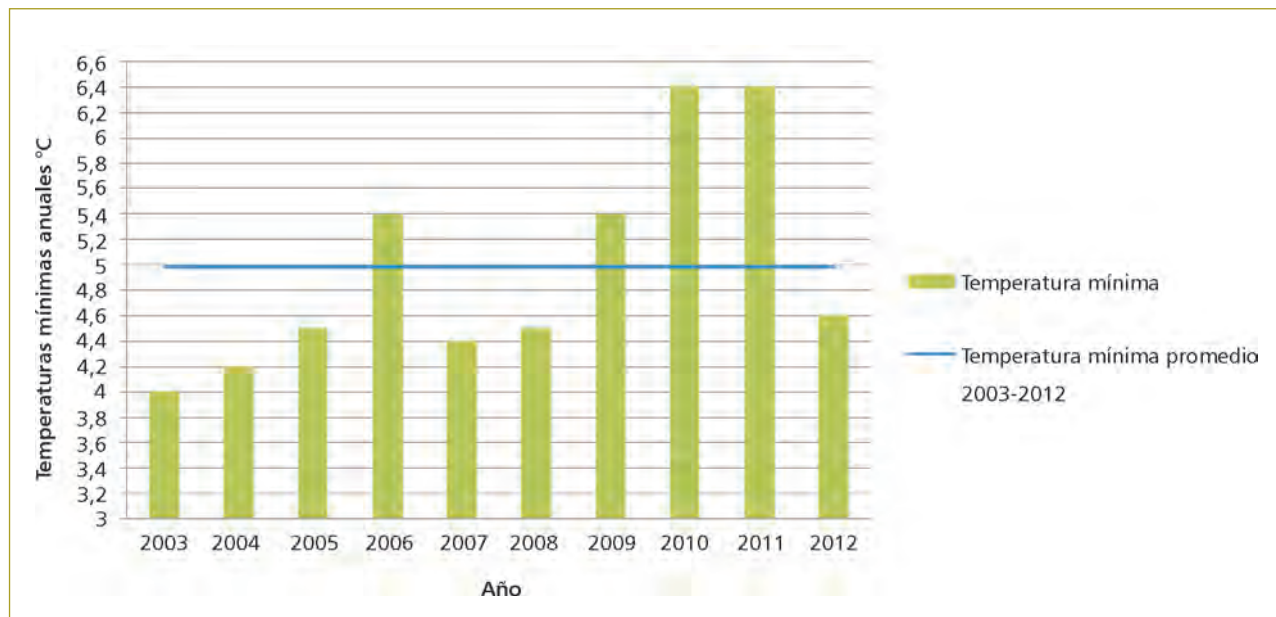
**Figura 7.** Temperaturas medias promedio anual, periodo 2003-2012.

Las temperaturas mínimas anuales del periodo 1993 - 2002 aparecen en la figura siguiente (figura 8). Se aprecia que 1994 y 1995 son los años más fríos del decenio.

Las temperaturas mínimas anuales del periodo 2003-2012 se muestran en la figura 9, en la que se observa que los años 2006, 2009, 2010 y 2011 son los años menos fríos del decenio.



**Figura 8.** Temperaturas mínimas promedio anual, periodo 1993-2002.



**Figura 9.** Temperaturas mínimas promedio anual, periodo 2003-2012.

Como se puede apreciar (figura 10) el promedio de las temperaturas máximas del decenio 2003-2012 es superior al promedio de las temperaturas máximas del decenio 1993-2002 en 0,2 °C, valor que no significa que haya existido un calentamiento notorio.

Así mismo, se puede observar que las temperaturas medias anuales del segundo decenio 2003-2012 son menores en 0,1 °C que las del primer decenio. Esta variación no representa tampoco un enfriamiento significativo de temperatura (figura 11).



Figura 10. Temperaturas máximas promedio anual, periodos 1993-2002 y 2003-2012.

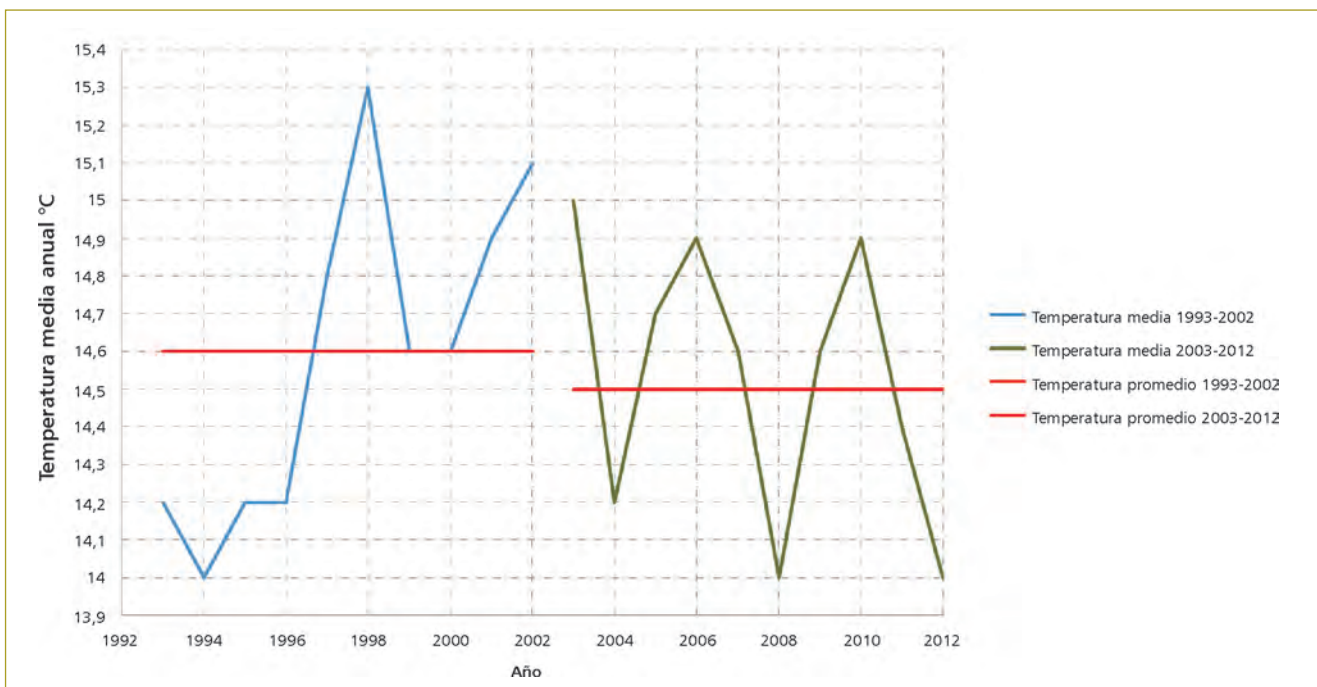


Figura 11. Temperaturas medias promedio anual, periodos 1993-2002 y 2003-2012.

A renglón seguido se muestran las temperaturas promedio mínimas anuales del periodo 1993-2002 y del periodo 2003-2012. Para el primer decenio la temperatura mínima promedio fue de 3,9 °C y para el segundo fue de 5,0 °C; es decir, un aumento de la temperatura

promedio mínima anual de 1,1 °C. Este incremento podría significar un régimen de temperatura mínima en el segundo decenio menos frío que en el primer decenio (figura 12).



Figura 12. Temperaturas mínimas promedio anual, periodos 1993-2002 y 2003-2012.

Igualmente, se presenta la probabilidad de ocurrencia de las temperaturas máxima, media y mínima para los periodos 1993 - 2002 y 2003 - 2012 (figuras 13 a 18). Se observa en las figuras 13 y 14 que con una probabilidad

del 90 % la temperatura máxima en el decenio 1993-2002 es inferior a 23,3 °C y en el decenio 2003-2012 es menor que 23,8 °C. Lo anterior permitiría deducir que existió un incremento en temperatura máxima de 0,5 °C.

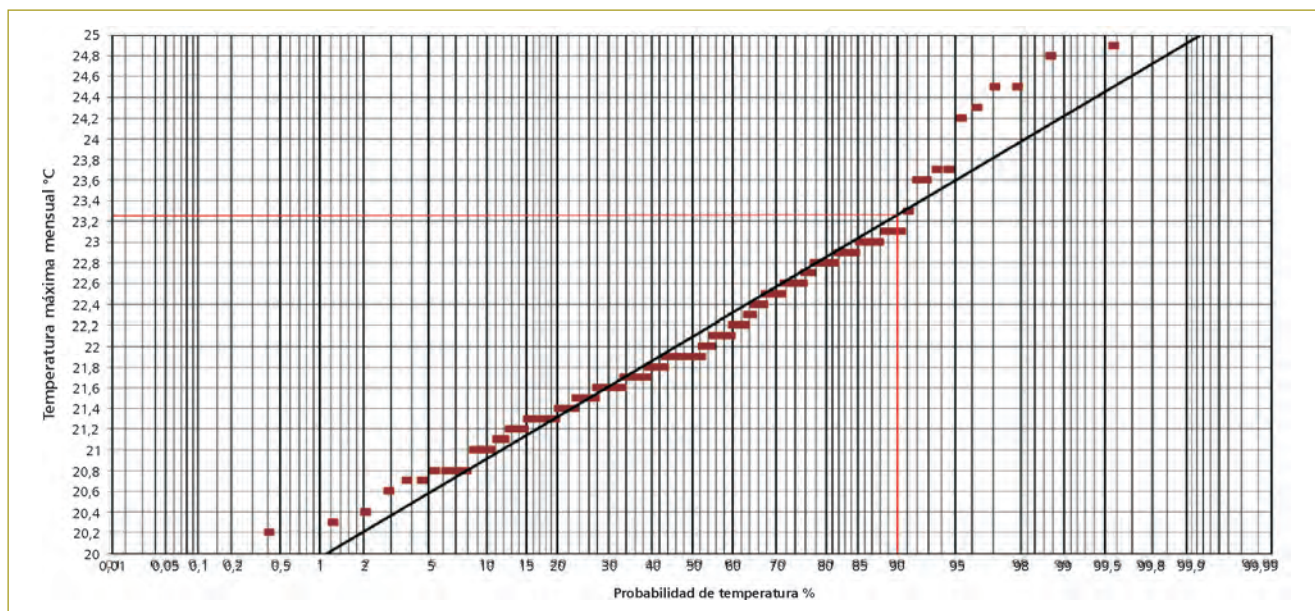


Figura 13. Probabilidad de ocurrencia de temperaturas máximas mensuales, periodo 1993-2002.

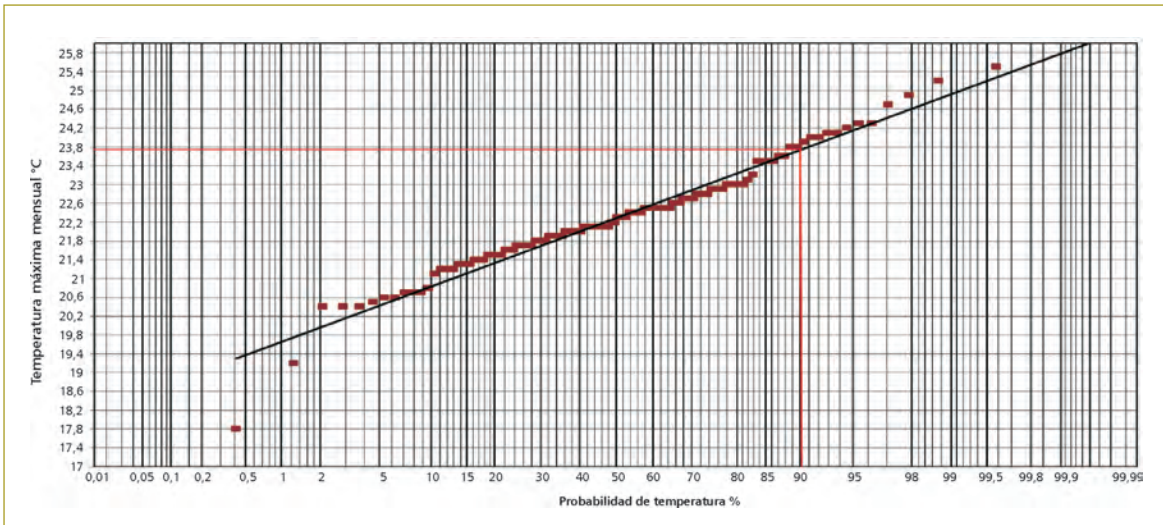


Figura 14. Probabilidad de ocurrencia de temperaturas máximas mensuales, periodo 2003-2012.

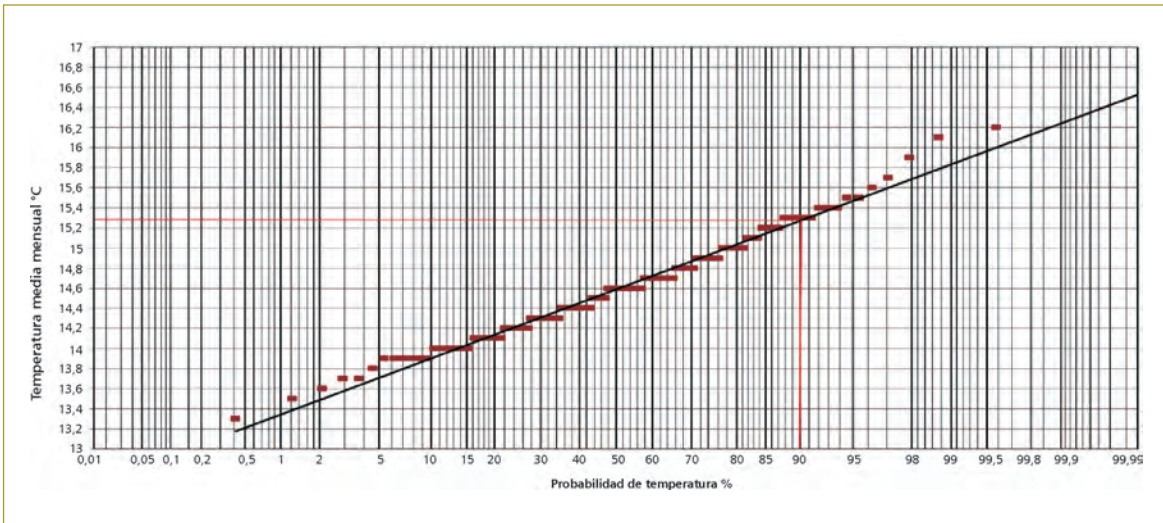


Figura 15. Probabilidad de ocurrencia de temperaturas medias mensuales, periodo 1993-2002.

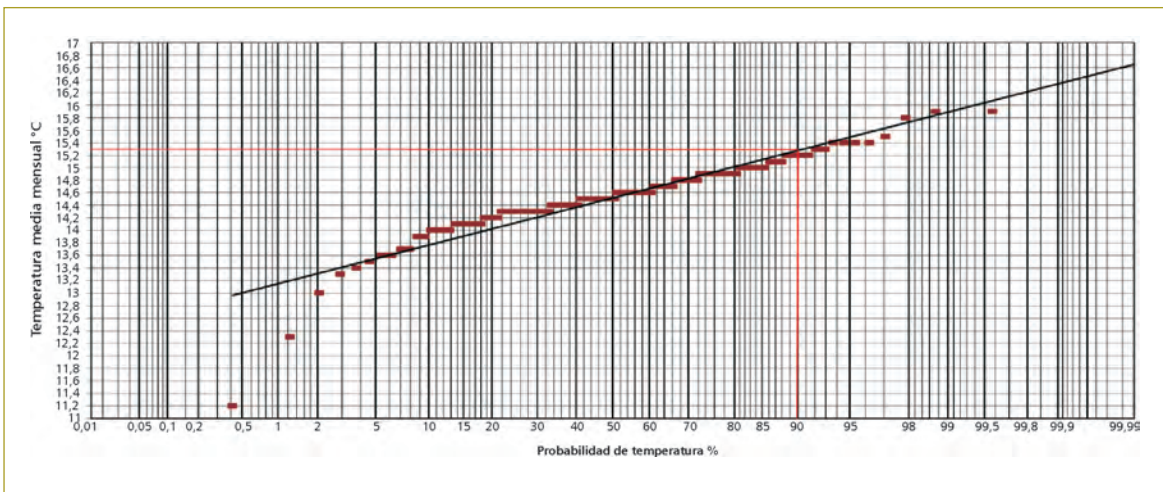


Figura 16. Probabilidad de ocurrencia de temperaturas medias mensuales, periodo 2003-2012.



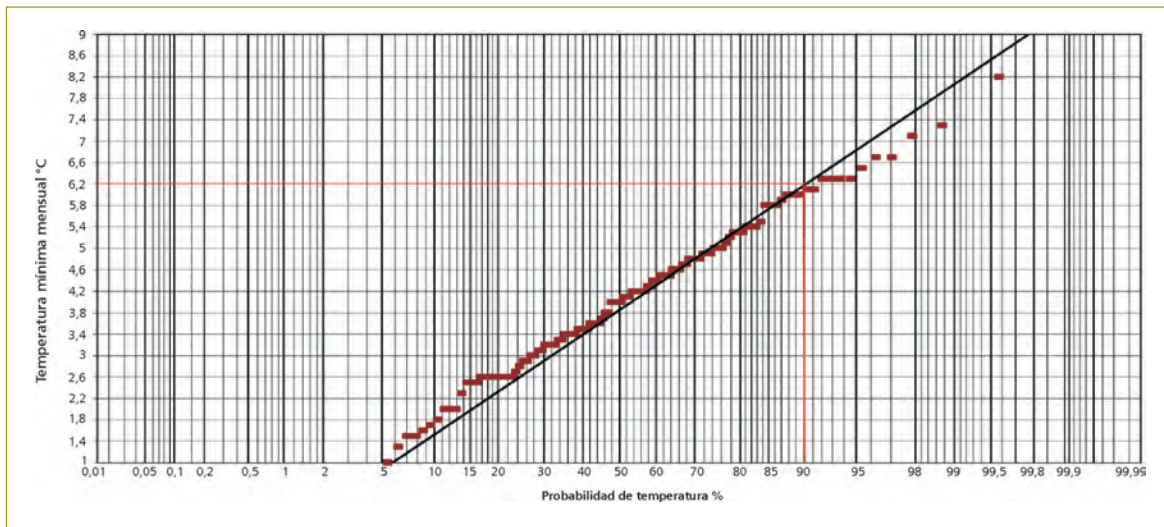


Figura 17. Probabilidad de ocurrencia de temperaturas mínimas mensuales, periodo 1993-2002.

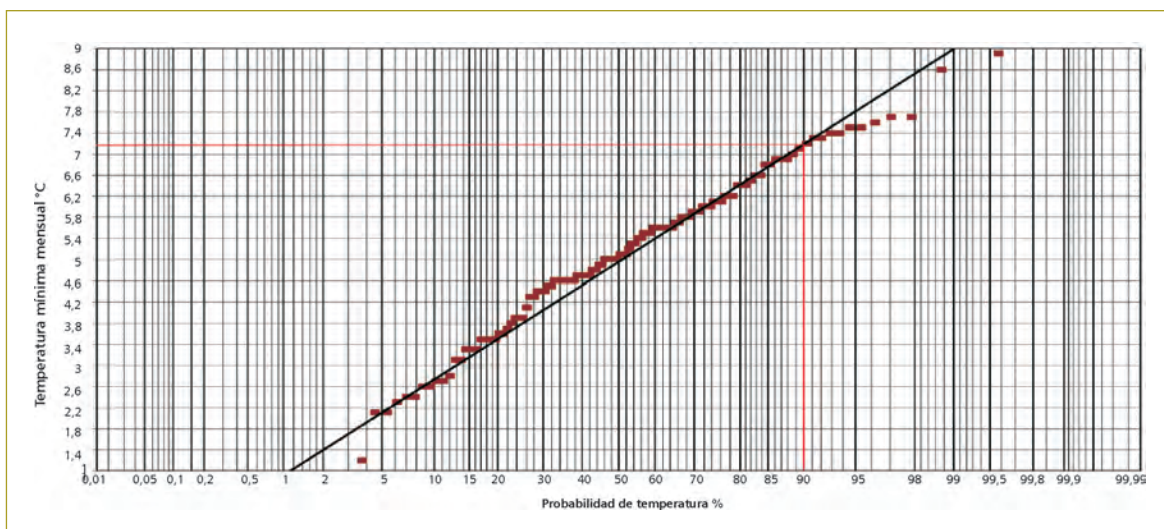


Figura 18. Probabilidad de ocurrencia de temperaturas mínimas mensuales, periodo 2003-2012.

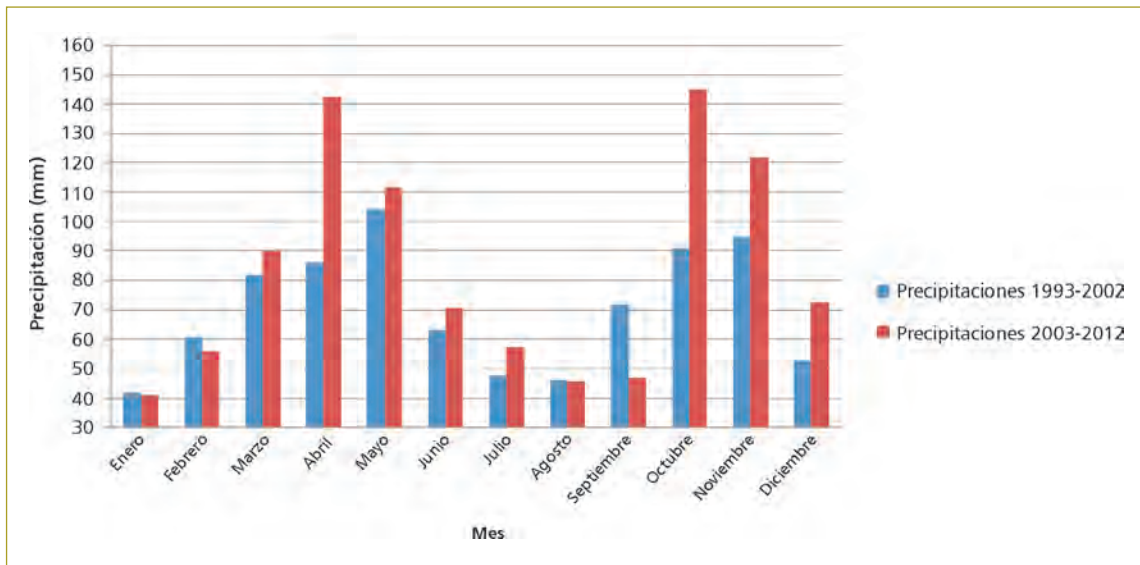
Se observa en las figuras 15 y 16 que con una probabilidad del 90 % la temperatura media en el decenio 1993-2002 es inferior a 15,3 °C y en el decenio 2003-2012 también es inferior a 15,3 °C. Por lo tanto, no existió variación en la temperatura media, manteniéndose estable para los dos decenios.

Como se observa en las figuras 17 y 18, la temperatura mínima mensual del periodo de 1993-2002, con una probabilidad del 90 %, fue menor de 6,2 °C y en el periodo 2003-2012 la temperatura mínima, con una probabilidad del 90 %, fue menor que 7,3 °C, es decir,

existió un incremento en la temperatura mínima de 1,1 °C.

## PRECIPITACIÓN

Las precipitaciones en la ciudad de Bogotá (figura 19) se caracterizan por seguir una distribución bimodal, esto es, con dos periodos de valores máximos relativos y dos de mínimos relativos. En la mayoría de los meses ha aumentado la precipitación en el periodo 2003-2012 en comparación con el periodo 1993-2002. Los meses

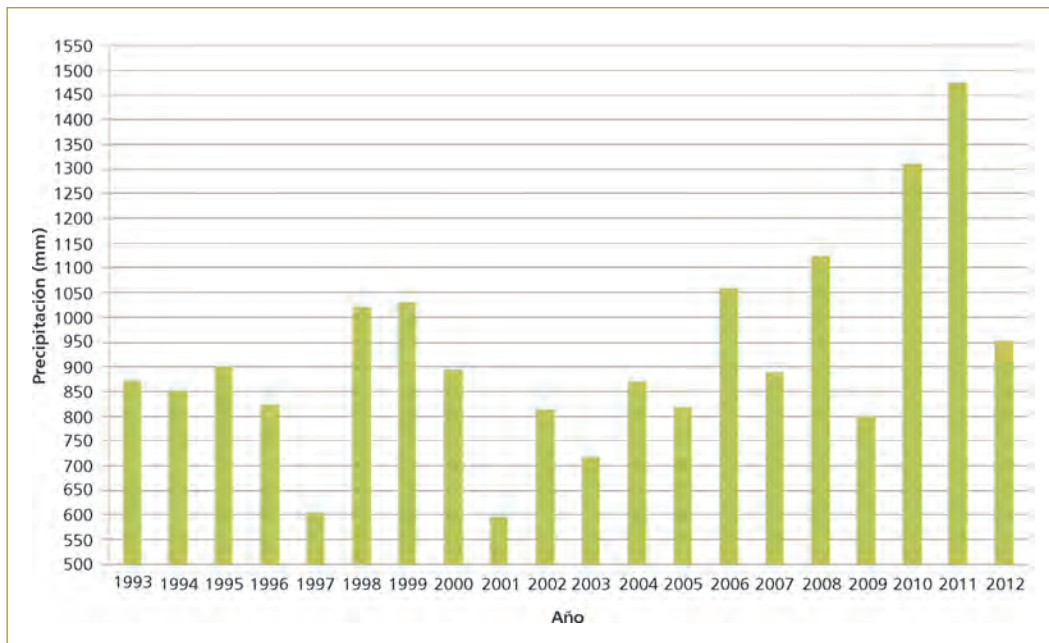


**Figura 19.** Precipitaciones mensuales promedio, periodos 1993-2002 y 2003-2012.

de abril y octubre son los meses con mayor precipitación, con aumentos entre 65 y 60 %, respectivamente.

Sin embargo, en los meses de febrero y septiembre bajaron las precipitaciones. El mes con mayor variación fue septiembre, en el cual la precipitación disminuyó en un 35 % con respecto al decenio 1993-2002.

En la figura 20 se observan las precipitaciones anuales desde 1993 hasta 2012. Se evidencia que 2011 fue el año con más lluvias en las dos últimas décadas con 1475 mm de precipitación. Además, que 1997 y 2001 son los años secos del periodo, con una precipitación de 604,6 y 597 mm, respectivamente.



**Figura 20.** Precipitaciones anuales, periodo 1993-2012.

Según los últimos estudios realizados por el Ideam, las variaciones originadas en el régimen de lluvias en Colombia son causadas por la variabilidad climática interanual, relacionada con los fenómenos del Niño y de la Niña, los cuales han sido causa de sequías y lluvias extremas, generando un efecto negativo sobre el medio físico natural y un impacto socioeconómico de grandes proporciones.

Como se puede observar en la figura 21, existen años más lluviosos en que las temperaturas máximas disminuyeron, como es el caso del 2011; pero también se observan años más lluviosos, como 1998 y 2010, con aumento de la temperatura.

En la figura 22 se muestran las temperaturas medias y las precipitaciones anuales. En los años 1997, 2001, 2005 y 2009 las precipitaciones disminuyeron y las temperaturas se elevaron; sin embargo, en los años 1998, 2002, 2006 y 2010 las lluvias aumentaron y las temperaturas medias también.

En la figura 23 se observan las temperaturas mínimas y las precipitaciones anuales. En los años más lluviosos del periodo 1993-2002, años 2010 y 2011, las temperaturas mínimas aumentaron, y también fueron los años con las temperaturas mínimas más altas.

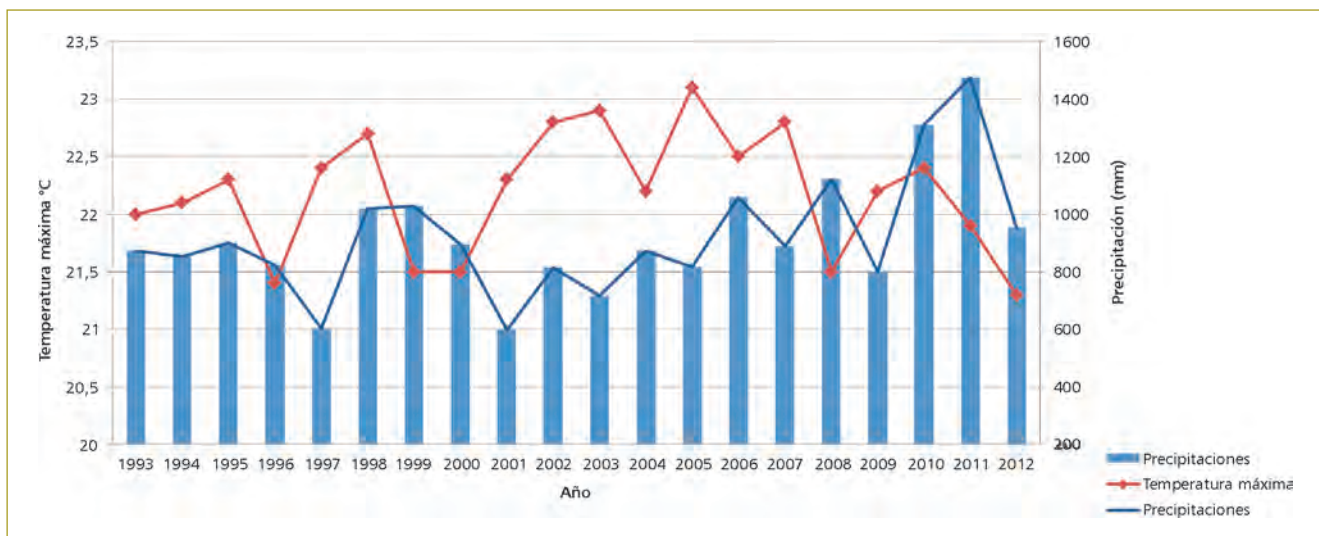


Figura 21. Temperaturas máximas y precipitaciones anuales, periodo 1993-2012.

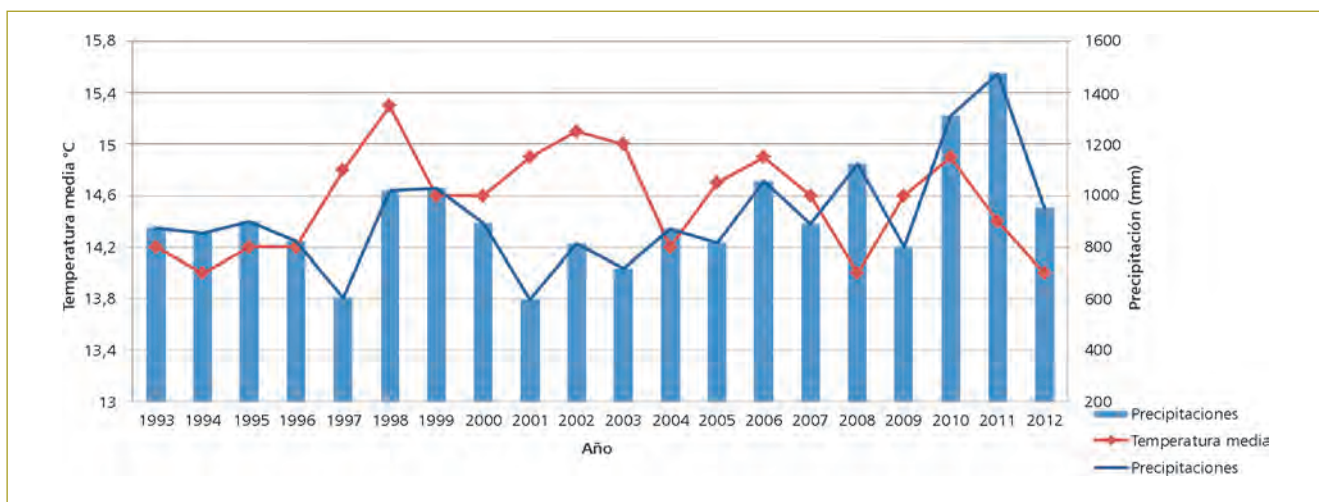


Figura 22. Temperaturas medias y precipitaciones anuales, periodo 1993-2012.

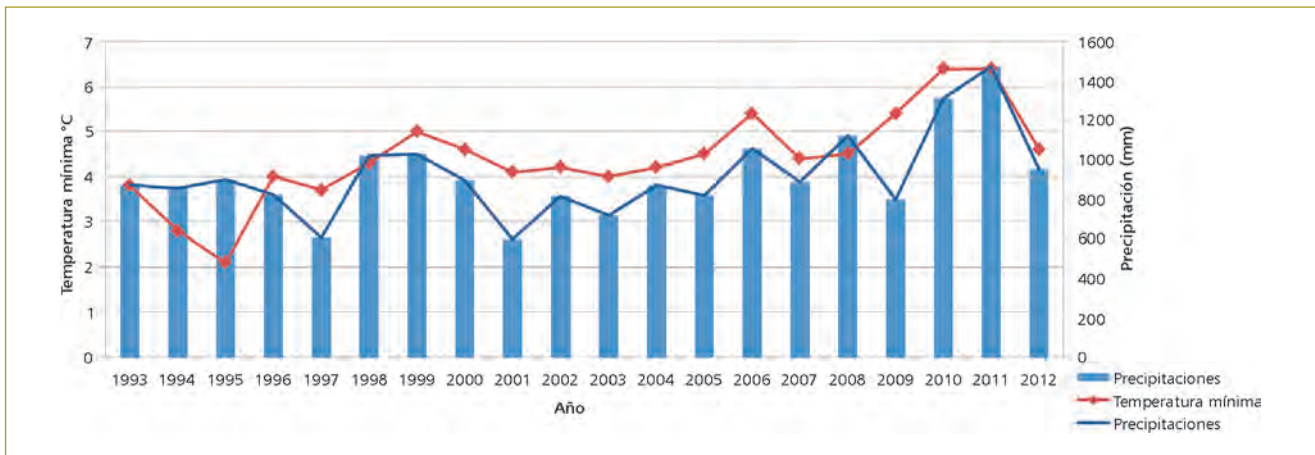


Figura 23. Temperaturas mínimas y precipitaciones anuales, periodo 1993-2012.

## CONCLUSIONES

- La temperatura máxima anual promedio del decenio 1993-2002 es 22,1 °C, temperatura menor 0,2 °C que la temperatura máxima promedio del decenio 2003-2012, la cual es 22,3 °C.
- La temperatura media anual promedio del decenio 1993-2002 es 14,6 °C, temperatura mayor 0,1 °C que la temperatura promedio del decenio 2003-2012, que es 14,5 °C.
- La temperatura mínima anual promedio del decenio 1993-2002 es de 3,9 °C, temperatura menor 1,1 °C que la temperatura mínima promedio del decenio 2003-2012, la cual es 5 °C.
- Las temperaturas máximas y medias del decenio 2003-2012 no revelan calentamiento con respecto al decenio 1993-2002. Sin embargo, las temperaturas mínimas sí aumentan 1,1 °C en el decenio posterior.
- La precipitación anual, en el decenio 1993-2002, oscila entre 597 y 1029 mm; por el contrario, en el decenio 2003-2012 varía entre 717 y 1475 mm.
- El decenio más reciente ha sido el más lluvioso, especialmente el año 2011 con 1475 mm.
- El 90 % del tiempo, en el decenio 1993-2002, la temperatura máxima promedio mensual es inferior a 23,3 °C.
- El 90 % del tiempo, en el decenio 2003-2012, la temperatura máxima promedio mensual es inferior a 23,8 °C.
- El 90 % del tiempo, en los decenios 1993-2002 y 2003-2012, la temperatura media promedio mensual es inferior a 15,3 °C.
- El 90 % del tiempo, en el decenio 1993-2002, la temperatura mínima promedio mensual es inferior a 6,2 °C.
- El 90 % del tiempo, en el decenio 2003-2012, la temperatura mínima promedio mensual es inferior a 7,3 °C.
- El análisis realizado permite afirmar que solamente se observa un incremento en la temperatura mínima promedio mensual en la década 2003-2012, con respecto a la década 1993-2003, de 1,1 °C.

## REFERENCIAS

1. Dávila Ramírez, M.A. (2014). Análisis del cambio de la temperatura en Bogotá durante los últimos 20 años. Trabajo de grado. Maestría en Ingeniería Civil con énfasis en Recursos Hidráulicos y Medio Ambiente. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito 2014.
2. Wikipedia (2013). Wikipedia, la enciclopedia libre. Edad de la Tierra. [http://es.wikipedia.org/wiki/Edad\\_de\\_la\\_Tierra](http://es.wikipedia.org/wiki/Edad_de_la_Tierra).
3. Torres, J. & Gómez, A. (2008). Adaptación al cambio climático: de los ríos y de los calores en los Andes. [http://www.ceda.org.ec/index.php/es/biblioteca-virtual/doc\\_download/404-adaptacion-al-cambio-climatico-de-los-frios-y-los-calores-en-los-andes.html](http://www.ceda.org.ec/index.php/es/biblioteca-virtual/doc_download/404-adaptacion-al-cambio-climatico-de-los-frios-y-los-calores-en-los-andes.html).
4. IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change) (2007). Climate Change 2007: Synthesis Report. [http://www.ipcc.ch/pdf/assessment-report/ar4/syr/ar4\\_syr\\_sp.pdf](http://www.ipcc.ch/pdf/assessment-report/ar4/syr/ar4_syr_sp.pdf).
5. OMM (Organización Meteorológica Mundial) (2013). Declaración anual de la OMM sobre el estado del clima mundial. [http://www.wmo.int/pages/mediacentre/press\\_releases/pr\\_972\\_es.html](http://www.wmo.int/pages/mediacentre/press_releases/pr_972_es.html).
6. Ideam (Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales) (s.f.). Indicadores que manifiestan cambios en el sistema climático de Colombia (años y décadas más calientes y las más y menos lluviosas). <http://institucional.ideam.gov.co/jsp/2456>.



# Cartas de control para lotes pequeños

## Short run charts

### JESÚS BARRERA COBOS

Ingeniero electrónico de la Universidad Distrital Francisco José de Caldas. Especialista en Automatización de Procesos Industriales de la Universidad de los Andes. Especialista en Estadística de la Universidad Nacional de Colombia, sede Bogotá. Profesor de la Escuela Colombiana de Ingeniería.

jesus.barrera@escuelaing.edu.co

Recibido: 04/09/2014 Aceptado: 30/09/2014

Disponible en <http://www.escuelaing.edu.co/revista.htm>

### Resumen

En el sector industrial, durante el proceso de fabricación se hace indispensable poder “ver” el comportamiento que presentan las características de importancia, de manera que de requerirse se realicen los correctivos que lleven a que los productos estén dentro de las especificaciones establecidas por el cliente. Entre las herramientas que se tienen para poder “ver” están las cartas de control. Debido a la necesidad de producir tamaños de lote desde algunas unidades hasta algunos cientos de unidades, se ha dispuesto de este tipo de herramienta, adecuada para estas circunstancias, pues las tradicionales requieren para el establecimiento de sus límites una cantidad mínima de unidades que son muy cercanas al tamaño del lote que se va a producir, lo que hace impráctica su utilización. En este artículo se presenta un conjunto de cartas de control para variables continuas, que han sido propuestas por diversos autores para el caso en el cual los lotes de producción son pequeños y en los que las cartas tradicionales no dan la respuesta adecuada.

**Palabras claves:** cartas de control para lotes pequeños, carta DNOM, carta de aceptación, carta de diferencias, carta Z.

### Abstract

In the industrial sector, during the manufacturing process it is necessary to “see” the behavior that exhibit the characteristics of importance, so that, if necessary, corrective measures are made to bring the products within the specifications set by the customer. Among the tools available to “see” are the control charts. Due to the need to produce batch sizes from a few units to several hundred units, there has appeared the need for this tool to be appropriate under these circumstances. Since the traditional procedures require minimal units that are close to the size of the batch to produce for setting limits, their use is rendered impractical. This paper presents a set of control charts for continuous variables, previously proposed by various authors, for cases in which the production runs are small and in which traditional charts fail to respond adequately.

**Keywords:** short run charts, DNOM chart, acceptance chart, difference chart, Z chart.

## INTRODUCCIÓN

Ante la necesidad de las empresas de tener un amplio portafolio de productos para poder satisfacer las necesidades de sus clientes, y dado que hoy en día los clientes para un mismo producto desean ciertas características especiales, las empresas han tenido que empezar a producir lotes pequeños de distintas referencias del mismo producto, con el propósito de evitar que los clientes busquen otro proveedor.

Para poder hacer el seguimiento del producto durante la fase de producción, las cartas de control tradicionales resultan inadecuadas por cuanto para el establecimiento de los límites se requiere la producción de una cantidad de unidades que bien puede ser el tamaño del lote. Ante esta situación se han propuesto las denominadas cartas de control para lotes pequeños, algunas de las cuales se plantean en este documento.

## CARTAS DE CONTROL

El control de los procesos normalmente se hace empleando cartas de control univariadas, llamadas también cartas Shewhart (Mitra, 1998; Juran & Gryna, 1993; Montgomery, 2001; DeVor et al., 1992), las cuales fueron propuestas hacia 1924 por Walter Shewhart, de los laboratorios Bell de los Estados Unidos. Estas cartas son apropiadas para tamaños de producción de miles de unidades, situación que se presentaba hasta hace algunas décadas.

Una carta de control es una comparación gráfica de los datos de desempeño del proceso contra los límites de control estadístico (Juran & Gryna, 1993). El desempeño del proceso se observa a través de grupos consistentes de mediciones, los cuales provienen de una secuencia regular de producción, mientras se preserve el orden de los datos.

Una carta de control está compuesta por una línea de límite inferior, llamada límite de control inferior (LCI), una línea de límite superior llamada límite de control superior (LCS) y una línea central (LC) (Mitra, 1998; Juran & Gryna, 1993; Montgomery, 2001; DeVor et al., 1992). Las observaciones del proceso deben quedar entre los límites y no presentar patrón alguno: en caso contrario este es indicativo de la presencia de variables causales.

El primer objetivo de las cartas de control es detectar causas especiales de variación, ya que conocer su significado es esencial para entender el concepto de la carta de control (Juran & Gryna, 1993).

Es importante señalar que una carta de control detecta la presencia de una causa especial, pero no encuentra la causa. Esta tarea la debe hacer una investigación posterior del proceso (Wadsworth, 2005).

La carta registra un estadístico de tendencia central, al igual que un estadístico de variabilidad; es así como se tiene la carta  $\bar{X} - R$ , entre muchas, conocida como carta del promedio y del rango.

## CARTAS DE CONTROL PARA LOTES PEQUEÑOS

Ante la necesidad de producir lotes pequeños, las cartas Shewhart no son las más adecuadas para llevar el control del proceso, debido a que para el establecimiento de sus límites de control se requiere la producción de cierta cantidad de producto, que en ocasiones es comparable al tamaño del lote que hay que producir. Esta fracción depende del tamaño de la muestra y del número de muestras que se necesiten. Una alternativa que se ha seguido es utilizar la carta de control que se llevaba durante el proceso de fabricación del lote anterior de la misma referencia.

Por tales razones, se han planteado algunas cartas de control que pueden usarse en estas características de proceso. Dichas cartas hacen énfasis en controlar el proceso de fabricación y no en controlar la producción de una referencia en particular.

Shewhart sostuvo que, desde la óptica operacional, un proceso de producción es predecible sólo si muestra un grado razonable de control estadístico.

Hoy, más que en el pasado, se necesitan operaciones eficientes, con énfasis en que la estabilidad y la predictibilidad sólo son posibles cuando un proceso está operando en el estado ideal (Mitra, 1998; DeVor et al., 1992). Los cuatro requerimientos (Juran & Gryna, 1993; Montgomery, 2001) para el estado ideal son:

1. El proceso debe ser estable en el tiempo.
2. El fabricante debe operar el proceso en una manera estable y consistente. Las condiciones de operación no deben seleccionarse o cambiarse.
3. El objetivo del proceso debe fijarse y mantenerse al nivel apropiado.

- Los límites naturales del proceso deben caer dentro de los límites de la especificación.

Estos cuatro requerimientos no pueden lograrse sin el uso de cartas de control, aunque los cambios frecuentes, necesarios por los lotes de producción pequeños, han hecho ver que la aplicación de cartas de control es muy difícil.

Si se tiene en cuenta que en un proceso hay seis causales de variabilidad (maquinaria, mano de obra, medio ambiente, método de fabricación, materia prima y medición), en muchas situaciones sólo cambia la materia prima y los demás elementos se mantienen constantes.

### Carta de aceptación

Holmes y Mergen (1997) proponen una carta de aceptación de proceso. Consideran que en el proceso se deben fabricar elementos que estén dentro de los límites de especificación aunque no esté en control. Para ello proponen esta clase de carta, en la cual se definen un límite de aceptación mínimo y un límite de aceptación máximo. Estos límites están definidos en la siguiente forma:

$$d_{\bar{x}} = \frac{\bar{x} - LEI}{\sigma[\bar{x}]} > 4\sqrt{n} - 3$$

$$d_{\bar{x}} = \frac{\bar{x} - LES}{\sigma[\bar{x}]} < 3 - 4\sqrt{n}$$

donde LEI y LES hacen referencia a límite de especificación inferior y a límite de especificación superior, respectivamente,  $\bar{x}$  corresponde al promedio de la muestra,  $\sigma[\bar{x}]$  es la desviación estándar de la media y  $n$  es el tamaño de la muestra. Grandes valores (en valor absoluto) de  $d_{\bar{x}}$  implican una alta calidad, mientras que valores cercanos a  $4\sqrt{n} - 3$  es señal de que el proceso tiende a producir productos defectuosos, dado que el promedio está cercano a la especificación.

### Carta DNOM

Farnum (1992) propone una carta denominada desviación del nominal (DNOM). Su idea es que cuando

diferentes partes son hechas por un mismo proceso es posible graficar en una misma carta las diferencias entre las partes respecto a su valor nominal (o valor objetivo). En este caso, se plantea utilizar la carta en la cual se mire qué tanto la relación  $\bar{x}/T_i$  se desvíe de uno (1). La interpretación de ésta es sugerida como el porcentaje del valor nominal. También se podría utilizar la carta en la cual se grafique a  $\bar{x}_i - T_i$ ,  $\bar{x}_i$  indica el promedio de la muestra y  $T_i$  hace referencia al valor objetivo, la cual tendría la interpretación de la distancia desde el valor nominal.

### Carta de diferencias

Donald Wheeler (1991) y Wise y Fire (1998) proponen algunas de las cartas de control que se pueden utilizar cuando se tienen tamaños de lote pequeños.

Las cartas de diferencia también son llamadas cartas X-nominal y cartas X-objetivo. El propósito de la carta de diferencias es visualizar el estado del proceso, aunque éste se utilice para la fabricación de diferentes productos, es decir, que dicha carta se usa aun cuando se realicen cambios de objetivos. Si bien los productos están bajo control estadístico, interesa observar los cambios que se suceden en el proceso al cambiar de producto.

Para un funcionamiento adecuado de la carta se requiere que la variabilidad del proceso sea relativamente constante de producto a producto. Si lo anterior no se cumple, se hace indispensable utilizar una carta Z. La carta de medias de rangos es un buen elemento para examinar la consistencia de un grupo de promedios de rangos.

Los límites de control para la carta están dados por:

$$(x - \text{valor nominal}) = 0,0 \pm 2,66 m\bar{R}$$

donde  $m\bar{R}$  es el promedio de los rangos móviles.

El valor nominal restado puede ser el promedio histórico para cada producto o el valor objetivo para cada producto.

El promedio del rango móvil,  $m\bar{R}$ , se puede obtener a partir de la carta control del producto o el rango calculado a partir de los  $x$  observados.

Se puede utilizar una carta de rango móvil junto con la carta de diferencias, con el propósito de poder obser-



var la variabilidad del proceso junto con el valor de la variable. Los límites de control de la carta del rango son:

$$LC_R = m\bar{R}$$

$$LCS_R = D_4 m\bar{R} = 3,26 m\bar{R}$$

**Carta para medias de rangos**

Esta carta es un tipo especial de carta de promedios. Dados  $m$  rangos promedios, cada uno de los cuales es un rango promedio de  $k$  subgrupos, todos los  $m \cdot k$  son del mismo tamaño  $n$ . Estos  $m$  promedios de rangos se pueden graficar contra los siguientes límites:

$$LCI_{\bar{R}} = \bar{R} - \frac{H d_3 \bar{R}}{d_2 \sqrt{n}}$$

$$LC_{\bar{R}} = \bar{R}$$

$$LCS_{\bar{R}} = \bar{R} + \frac{H d_3 \bar{R}}{d_2 \sqrt{n}}$$

donde  $d_2$  y  $d_3$  son valores que dependen del tamaño del subgrupo,  $R$  es el promedio de los  $m$  rangos y la constante  $H$  depende de  $m$ , de acuerdo con la siguiente tabla

**Tabla 1**  
Valores de  $H$  como función de  $m$

$m$	2	3	4	5	6	7	8 o más*
$H$	1,82	2,38	2,61	2,75	2,87	2,94	3,00

Si uno de los  $m$  promedios cae fuera de los límites de control, es una prueba de que la carta de diferencias es inadecuada para mostrar los datos del proceso, por lo que se debe usar la carta  $Z$ . A continuación se muestran los valores para  $d_2$  y  $d_3$ .

**Tabla 2**  
Valores de  $d_2$  y  $d_3$  según  $n$

$n$	2	3	4	5	6	7	8	9	10	20	30
$d_2$	1,128	1,693	2,059	2,326	2,534	2,704	2,847	2,970	3,078	3,735	4,086
$d_3$	0,8525	0,8884	0,8798	0,8641	0,8480	0,8332	0,8198	0,8078	0,7971	0,7287	0,6927

**Carta Z**

La carta  $Z$  (también llamada carta Zed) permite cambios en el valor objetivo, así como en la cantidad de dispersión de producto a producto. Para su utilización se necesita conocer el valor nominal (valor objetivo o el promedio histórico) y desviación estándar (o algún estadístico que permita tener información respecto a la variación intragrupo) para cada uno de los productos.

La expresión para calcular los valores para la carta  $Z$  es

$$Z = \frac{x - x_{\text{nominal}}}{\sigma[x]}$$

De lo anterior se tiene que los límites de control para la carta están dados por:

$$LCI_Z = -K$$

$$LC_Z = 0,0$$

$$LCI_Z = K$$

donde  $K$  es el número de desviaciones estándar de la carta  $X$  normal.

**Carta  $Z^*$**

Esta carta es una variante de la carta  $Z$ , en la cual en vez de dividir por un estimador de la desviación estándar se divide por el rango medio apropiado, es decir,

$$Z^* = \frac{x - x_{\text{nominal}}}{\bar{R}}$$

donde el valor nominal y el rango medio se definen para cada producto por separado.

La carta  $Z^*$  tiene una línea central de 0,0 y los límites de superior e inferior de  $\pm 2,660$ . Para medir el cambio en la variabilidad se lleva una carta  $W^*$ , en la que el valor  $W^*$  es el rango móvil para dos puntos  $Z^*$ . La línea central para la carta  $W^*$  es 1,0 y el límite superior es  $D_4 = 6,268$ .

### Carta de diferencias para datos agrupados

En este caso, los valores para la carta se grafican contra los siguientes límites:

1. La línea central para las diferencias es 0,0.
2. Los límites de control para las diferencias son  $\pm A_2 \bar{R}$ .
3. La línea central para los rangos agrupados es  $\bar{R}$ .

Los límites de control para los rangos agrupados son  $D_3 \bar{R}$  y  $D_4 \bar{R}$ . Donde  $\bar{R}$  es el rango general de todos los productos hechos por el proceso. Esta carta sólo es adecuada cuando la variación es idéntica para todos los productos, lo que se puede verificar a través de la carta de rango medio.

### Carta de control estandarizada para datos agrupados

Para convertir la información de promedios de grupos y rangos de grupo en  $\bar{Z}$  y  $W$  se requiere la siguiente información:

1. Un valor nominal para cada producto.
2. Un  $\sigma[\bar{x}]$  para cada producto.
3. Un  $\sigma[x]$  para cada producto.

Con esta información por cada producto los datos agrupados son convertidos a valores, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\bar{Z} = \frac{x - x_{\text{nominal}}}{\sigma[\bar{x}]}$$

donde  $\sigma[\bar{x}]$  usualmente es encontrado a partir de

$$\sigma_{\bar{x}} = \frac{\bar{R}}{d_2 \sqrt{n}}$$

y los rangos de los grupos son convertidos en  $W$ , según la siguiente expresión:

$$W = \frac{R}{\sigma[x]}$$

Los valores de  $\bar{Z}$  tienen una línea central de 0,0 y límites de control de  $\pm 3,0$ . La carta  $W$  tendrá la línea

central en  $d_2$  y los límites de control en  $d_2 \pm 3d_3$ , donde  $d_2$  y  $d_3$  son determinados por el tamaño de la muestra.

Se debe tener cuidado con el hecho de que para el cálculo de  $\bar{Z}$  y  $W$  los denominadores son diferentes, lo que puede ser una fuente de error. Una forma de evitar esto es utilizar la carta  $\bar{Z}^*$ .

### Carta $\bar{Z}^*$

Así como la carta  $Z^*$  fue una simplificación para la carta  $Z$ , la carta  $\bar{Z}^*$  es una simplificación de la carta  $\bar{Z}$ . Las expresiones para  $\bar{Z}^*$  y  $W^*$  son:

$$\bar{Z}^* = \frac{x - x_{\text{nominal}}}{\bar{R}}$$

la cual tiene la línea central en 0,0 y límites de control en  $\pm A_2$ .

$$W^* = \frac{R}{\bar{R}}$$

la carta tiene la línea central en 1,0 y límites de control en  $D_3$  y  $D_4$ , respectivamente.

### CONCLUSIONES

En relación con lo planteado en los apartados anteriores se puede mencionar lo siguiente:

1. Se han planteado cartas de control para lotes pequeños que permiten controlar variables de tipo continuo. Aun cuando el conjunto de cartas para este tipo de situaciones es grande, falta considerar cartas que consideren variables de tipo cualitativo, así como también cartas multivariadas, las cuales se encuentran en la bibliografía especializada para el caso de tamaño de lotes grandes de producción.
2. Se debe tomar en cuenta el uso de este tipo de cartas de control en función del tamaño del lote de producción, por lo que se debe considerar la capacitación en el empleo de estas nuevas herramientas.
3. Con el uso de este tipo de cartas se hace, realmente, el seguimiento de los procesos de producción, más que el seguimiento a la fabricación de una referencia en particular.

4. La industria nacional debe considerar la utilización de este tipo de cartas antes de verificar los supuestos requeridos. Dentro de lo que se debe verificar está si la variabilidad de las características es igual o no, así como también si los productos usan o no el mismo proceso. En caso de que más de una carta para lotes pequeños se pueda utilizar, conviene hacer algunos estudios que permitan determinar cuál de las cartas es más adecuada.

## REFERENCIAS

- DeVor, R. E., Chang, T. & Sutherland, J. W. (1992). *Statistical quality design and control*, 4 ed. s.l.: Macmillan Publishing Company.
- Farnum, N. (1992). Control charts for short runs: nonconstant process and measurement error, 24(3).
- Holmes, D. & Mergen, E. (1997). Process acceptance charts for short runs, 1(10).
- Juran, J. M. & Gryna, F. M. (1993). *Quality planning and analysis*. s.l.: McGraw Hill International Editions.
- Mitra, A. (1998). *Fundamentals of quality control and improvement*. s.l.: Prentice Hall.
- Montgomery, D. (2001). *Introduction to statistical quality control*, 4 ed. s.l.: John Wiley & Sons.
- Wadsworth, J. (2005). *Métodos de control de calidad*. s.l.: Ceca.
- Wheeler, D. (1991). Short run SPC.
- Wise, S. & Fire, D. (1998). *Innovative control charting, practical SPC solutions for today's manufacturing environment*. s.l.: ASQ Quality Press.

# Noticias

## Homenaje al ingeniero Luis Guillermo Aycardi Barrero

El Claustro y el Consejo Directivo le rindieron un homenaje al ingeniero Luis Guillermo Aycardi Barrero y “en reconocimiento a su elevada condición moral e intelectual, a sus servicios a la ingeniería colombiana, y a su generosa y brillante contribución a la academia como fundador, presidente y miembro del Claustro”, le otorgaron el título de Doctor Honoris Causa.

La ceremonia, presidida por el ingeniero Germán Eduardo Acero Riveros, Presidente del Claustro y del Consejo Directivo, y por el Rector, ingeniero Roberto Ríos Martínez, se llevó a cabo el miércoles 29 de octubre en la Escuela.

### Luis Guillermo Aycardi Barrero

Ingeniero civil de la Universidad Nacional de Colombia, con estudios de posgrado en ingeniería en la Universidad de Columbia (Nueva York), y de análisis estructural y diseño de estructuras metálicas en la Universidad Lehigh (Pensilvania). Gerente y socio fundador de la firma Proyectistas Civiles Asociados (PCA). Experto consultor en diseño estructural y sobre comportamiento sísmico.

Profesor universitario desde 1960. Ha recibido varias distinciones, entre las que se destacan el Premio Guillermo González Zuleta de la Sociedad Colombiana de Ingenieros en 1996 y el Premio Cemex México en la categoría Vida y Obra, en 2009.

Cofundador y profesor titular de la Escuela Colombiana de Ingeniería.



**PALABRAS DEL INGENIERO CARLOS ALBERTO RODRÍGUEZ FLÓREZ**

Ingeniero Luis Guillermo Aycardi Barrero. Muy distinguida familia Aycardi. Señores directivos y profesores de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. Señoras y señores.

Se suele ligar el nacimiento de un gran hombre a sucesos concomitantes; tal vez estén relacionados con la grandeza de la misión que ese hombre cumple en la Tierra.

En el año del nacimiento de Luis Guillermo Aycardi, Pío XI difundió su encíclica “En mi angustiada inquietud”, en la que expresó la inmensa brecha que separaba al cristianismo del nazismo; se preparaba entonces, ardorosamente, la segunda guerra mundial; nacieron los actores Dustin Hoffman y Jane Fonda; se hallaron en Java los restos del hombre primitivo *Pithecanthropus erectus*; ocurrió el bombardeo del pueblo Guernica en la guerra civil española, que originó el célebre cuadro de Picasso, de igual nombre; se inventaron el nailon, el teflón, la fotocopiadora y el bolígrafo; en Colombia se estrenó el cine sonoro y recibió título universitario la primera mujer; se publicaron los libros *La náusea*, de Sartre; *El señor presidente*, de Asturias; *Viento del pueblo* y *Cancionero y romancero de ausencias*, de Miguel Hernández, y *Canción de la vida profunda*, de Porfirio Barba Jacob. Fue un año de grandes filósofos, de grandes poetas, de grandes actores y artistas.

Se sabe que en su niñez Luis Guillermo sufrió un grave accidente. Al decir de él, “cogió mal un taxi”, tan mal que el taxi terminó cogiéndolo a él y le ocasionó ¡trece fracturas de cráneo! En los anales médicos no se encuentran casos similares con supervivencia de la víctima, pero en esta oportunidad ocurrió. Con el tiempo, he llegado a creer que el médico que lo sanó fue José Gregorio Hernández, de mucha fama en la época, quien no sólo lo curó, sino que milagrosamente mejoró su bóveda craneal, en especial su contenido.

Conocí a Luis Guillermo el primer lunes de febrero de 1951, en el Colegio Nacional de San Bartolomé. Nos topamos allí en el tercer año de bachillerato. Quienes lo conocen saben que no hay alternativa en la relación con él: ¡uno tiene que ser su amigo! Precisamente por medio de la amistad he hecho seguimiento de su etapa en el bachillerato, sus estudios en la Universidad Nacional, su fúlgida carrera, el cumplimiento de su noble misión en la Tierra. Ahora comprendo que 64 años de amistad

son nada cuando se trata de una tan vigorosa, tan cálida, tan honda, nacida en una época maravillosa, cuando “la vida es clara, undívaga y abierta como un mar”, según Barba Jacob, de la que hay recuerdos que el tiempo se encargó de hacer nostálgicos e impercederos.

Piensen que en la época estaba de moda el famoso trío Los Panchos, de la canción latina, que interpretaba una manida canción que decía “Amor es el pan de la vida” y los graciosos anotaban: “Entonces el Parque Nacional es una panadería”. Y descubro aquí una fascinante faceta de la personalidad de Luis Guillermo: el humor fino e ingenioso, al estilo de los hermanos León y Otto de Greiff.

En el ara del humor se consagran grandes amistades. Así, al encontrar un viejo amigo, ¡cómo vibra el corazón bajo el impulso de sentimientos nacidos largos años atrás, que reverdecen en cada encuentro, pero que no tienen fin en el tiempo!

Sobra decir que su etapa en el San Bartolomé fue muy exitosa. Dejó allí nombre, su capacidad intelectual de líder, pero sobre todo su tolerancia y su amistad. Ganó muy merecidamente tantas medallas, distinciones y condecoraciones que siempre he creído que su escasa talla corporal se debe al peso inclemente de los numerosos galardones que ha recibido desde los tempranos años del bachillerato.

En 1954, en sexto año de bachillerato, se celebró en el colegio un concurso de oratoria, como era tradición. Aycardi Barrero Luis Guillermo no participó. Siempre me pregunté por qué. Muchos años después supe que el legendario padre Barón, condecorador de las cualidades oratorias del personaje, lo nombró desde el inicio jurado del concurso, para evitar que su participación le quitara interés al evento.

Llegamos a la Universidad Nacional en 1955, donde siguió su carrera meteórica. Pero en la universidad no daban medallas, por lo que durante seis años pudo crecer como dos centímetros; uno con sesenta y siete, decía nuestro compañero Marijan Bomhard, quien lo medía todo.

En 1960, en sexto año de Ingeniería Civil, el decano de la Facultad de Ingeniería, doctor Hernando Correal, buscaba afanosamente un profesor de Estructuras para un brillante y, por ende, exigente grupo de estudiantes, tanto que en él figuraban Jairo Uribe Escamilla, Jorge Segura Franco, Eduardo Silva Sánchez y otros que, como ellos, llegaron a ser magníficos ingenieros, catedráticos

y muchas cosas más, todas muy buenas. El decano, en ausencia de profesionales idóneos, pero conocedor de la trayectoria de Aycardi Barrero, estudiante de último año, no dudó en nombrarlo profesor del curso. Los estudiantes, que lo conocían sólo de vista, alegaron falta de preparación, falta de experiencia y, tal vez no lo dijeron, pero lo debieron pensar seriamente: su presencia física, pues la estatura del designado era la de hoy, ¡pero su peso no llegaba a cincuenta kilogramos! El decano, sabedor de lo que hacía, les pidió evaluar en una semana de clases al nuevo profesor y comunicarse al cabo de ella. Al cumplirse el plazo, los estudiantes llegaron con otra exigencia, ésta sí de imposible consideración: que todos los profesores de ese grupo fueran tan buenos como el nuevo o que, en su defecto, ¡el nuevo dictara todos esos cursos!

Exalto aquí la cualidad más trascendental de nuestro gran hombre: la de orador académico. Es la más importante por sus frutos: los ingenieros estructurales más idóneos de Colombia en los últimos cincuenta años han salido de los auditorios del orador Luis Guillermo Aycardi Barrero. Dice Cicerón que el orador debe reunir en sí las dotes del filósofo, del poeta y del actor.

Emilio Castelar es más explícito: “El orador es el hombre múltiple. Necesita pensar como el filósofo, argumentar como el dialéctico, imaginar como el poeta, representar como el actor, cantar como el músico, tener una vida íntegra como el moralista y una fe inquebrantable como el apóstol”. Agrego que, dentro de esa fe, debe haber un amor profundo por la verdad que expone y que, además, debe amar entrañablemente a su auditorio.

¡Y es que la oración académica es un acto sublime de amor! Las palabras bíblicas que aseguran que la sabiduría es amor, ¡nunca tienen tanta vigencia como las de una conferencia o una clase de Luis Guillermo Aycardi!

Anota Castelar que “Si se quiere popularizar una doctrina, una teoría, extenderla entre la juventud, pro-

pagarla, se necesitan los oradores, esos misioneros del mundo intelectual que llevan en sus labios el verbo de las ideas. Es así como, junto a la iniciación de toda idea y al ocaso de toda magna realidad, para preparar un mundo que se adelante a ocupar un lugar en el espacio de la inteligencia o para resistir la caída de una libertad que se eclipsa, aparece siempre un gran orador. Junto a la tumba de la República griega, Demóstenes; junto a la tumba de la República romana, Cicerón; en la cuna del cristianismo, san Juan; en los albores de la Revolución francesa, Mirabeau”. Y añadido: en los albores de la ingeniería estructural colombiana, Luis Guillermo Aycardi.

Algunos grandes hombres nacen, se forman, actúan, se agigantan, pero no conocerán su fin porque enseñan, porque escriben, porque crean magnas instituciones, buscando una manera perenne de enseñar. Es el caso de once varones que hace ya 42 años fundaron la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, con lo cual hicieron la contribución más significativa de sus generaciones a la consolidación de la patria colombiana. Luis Guillermo es uno de esos fundadores, pero además, en estos 42 años, ha sido un constante director y animador de la ingente gestión de la Escuela como gran profesor, como consejero y presidente del Consejo Directivo. Sin su concurso, la Escuela no sería la admirable realidad que es ahora.

Las realizaciones de millares de ingenieros, no solamente de la Escuela sino de todas las universidades de Colombia, son un homenaje callado y perenne a este gran hombre.

El de hoy es un homenaje sobrio y merecido de la Escuela a quien ha elevado a sus más altos niveles la cátedra de ingeniería, poniendo su inteligencia prodigiosa al servicio de la humanidad, encendido por su amor a ella.

Muchas gracias



### **PALABRAS DEL INGENIERO LUIS GUILLERMO AYCARDI BARRERO**

Qué inmensas son la emoción y la alegría que experimento al recibir esta distinción. Debo reconocer, de la manera más sincera, que no soy el que más ha hecho por esta maravillosa Escuela. Son más merecedores de este honor todos los fundadores, cualquiera de los miembros de nuestro Claustro y muchísimos de nuestros profesores.

Cuántos de ustedes han dedicado su vida profesional al servicio de la Escuela y han hecho grandes sacrificios por ella. Son muchos los que merecen más que yo esta distinción e incluso otras más.

La distinción para mí solamente puede justificarse si se argumenta que se ha intentado reconocer el amor que tengo por la Escuela y la admiración y el respeto que me inspiran todos sus integrantes.

Debemos recordar que la Escuela nació por el interés de algunos profesores de disponer de un sitio en el cual el estudio y la investigación pudieran desarrollarse sin ningún obstáculo y así ser ejemplo para las demás instituciones del país.

El trabajo y la dedicación de ustedes han sido las bases para que esto se haya podido lograr. Se ha recibido gran apoyo de miembros benefactores, el cual tuvo enorme importancia durante varios años, pero por fortuna nuestra Escuela ha llegado tan alto que no depende ya de tal ayuda externa para alcanzar las metas que sigue proponiéndose y que va consiguiendo con paso seguro.

Qué evolución se ha tenido en los 42 años de existencia. Sólo por citar algunas cifras, recordemos que se iniciaron actividades en una sede de 3000 m<sup>2</sup>, en alquiler, y que hoy disponemos de 27 hectáreas de terreno, con más de diez modernos edificios, construidos en más de 65.000 m<sup>2</sup>, en los cuales se enseña a más de 4000 estudiantes. Se comenzó con Ingeniería Civil; en la actualidad se ofrecen diez carreras, especializaciones, maestrías y diplomados. ¡Qué ejemplo de progreso!

Pero más importante que el tamaño es el gran reconocimiento que tiene la Escuela no solamente en el ámbito nacional sino también en el internacional, tanto que nos llena de orgullo.

Qué constancia, qué planeación, qué trabajo intenso se han requerido para lograr todo este desarrollo. De ello debemos dar gracias a los cuerpos directivos que nos han orientado en diferentes épocas, a los miembros del Claustro y el Consejo Directivo, que han dado adecuadas orientaciones, pero sobre todo a los profesores, que han venido formando individuos sobresalientes en toda su actividad profesional.

Con este panorama, me atrevo a insistir en que no soy yo la única persona merecedora de esta maravillosa distinción. Debo reconocer que, solamente de lejos, he brindado mi apoyo, aunque con un amor sincero.

Debo aceptarla por grandiosa, porque me llena de orgullo, porque algo así siempre me pareció inalcanzable. La acepto, además, como una invitación a tener una participación más activa en la Escuela, a prestar mayor colaboración, a formar parte de ese equipo maravilloso que ustedes integran.

Por todo ello, quiero agradecer nuevamente al Consejo Directivo y a todos los miembros del Claustro. Tener hoy la compañía de varios familiares y de muchos de los amigos más cercanos a mi corazón, que han sido para mí ejemplo y motivación para seguir siempre el camino correcto, aumenta la emoción y la alegría que me embargan.

¡Qué tarde maravillosa para mí! ¡Gracias a todos!

# REVISTA ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA

## Alcance y política

El objetivo de la *Revista de la Escuela Colombiana de Ingeniería* es difundir artículos técnicos que contribuyan al desarrollo del país a través de una publicación con alta calidad editorial y rigor científico.

La revista acepta prioritariamente los siguientes tipos de trabajos, que le permiten mantener su categorización:

1. **Artículo de investigación científica y tecnológica.** Documento que presenta, de manera detallada, los resultados originales de proyectos de investigación. La estructura generalmente utilizada contiene cuatro apartes importantes: introducción, metodología, resultados y conclusiones.
2. **Artículo de reflexión.** Documento que presenta resultados de investigación desde una perspectiva analítica, interpretativa o crítica del autor, sobre un tema específico, recurriendo a fuentes originales.
3. **Artículo de revisión.** Documento producto de una investigación donde se analizan, sistematizan e integran los resultados de investigaciones publicadas o no publicadas, sobre un campo en ciencia o tecnología, con el fin de dar cuenta de los avances y las tendencias de desarrollo. Se caracteriza por presentar una cuidadosa revisión bibliográfica.

También admite artículos de las siguientes tipologías:

4. **Artículo corto.** Documento breve que presenta resultados originales preliminares o parciales de una investigación científica o tecnológica, que por lo general requieren una pronta difusión.
5. **Reporte de caso.** Documento que presenta los resultados de un estudio sobre una situación particular, con el fin de dar a conocer las experiencias técnicas y metodológicas consideradas en un caso específico.
6. **Revisión de tema.** Documento resultado de la revisión crítica de la literatura sobre un tema en particular.

Cabe destacar que se privilegian para la revista los tipos de artículos de los numerales 1, 2 y 3.

La revista circula trimestralmente y recibe sólo artículos inéditos. Los trabajos recibidos se someten al concepto de pares académicos y del Consejo Editorial.

## Requisitos para la publicación de artículos

Los artículos presentados a la revista deben remitirse por correo electrónico a [revista@escuelaing.edu.co](mailto:revista@escuelaing.edu.co), adjuntando los siguientes formatos debidamente diligenciados: autor.doc, clasificación.doc y tipo.doc, cuyos archivos se pueden descargar de <http://www.escuelaing.edu.co/revista.htm>. En este mismo sitio está disponible la plantilla guía que contiene la estructura determinada por la revista para los artículos.

## Scope and policy

*Revista de la Escuela Colombiana de Ingeniería* disseminates technology articles helping to our country development. It emphasises on its high quality print and its scientific rigour. Articles submitted for publication shall be classified into one of the following categories— which allow it keeps its indexation:

1. **Scientific and technological research article.** These documents offer a detailed description about the original findings of research projects. In general, the usually used structure contains four important sections: introduction, methodology, results and conclusions.
2. **Reflection article.** These documents present the results of a research project on a specific, interpretative, or critical view by the author about a particular topic by using original sources.
3. **Review.** A document resulting from a finished research, where the published and/or unpublished findings of investigation in a particular field of science or technology are analysed, systematised and integrated to report the progress and the development tendencies. These documents include a careful bibliographic review.

*Revista de la Escuela Colombiana de Ingeniería* also accepts the following types of articles:

4. **Short article.** A brief text presenting the original, preliminary and/or partial results of a scientific or technological study, which normally need to be disseminated as quickly as possible.
5. **Case report.** A document that presents the results of a study on a specific situation in order to report the technical and methodological experiences considered in a particular case.
6. **Thematic review.** These documents are the product of a critical review of literature on a particular topic.

Our revista privilege articles as the highlight ones in numbers 1, 2 and 3.

*Revista de la Escuela Colombiana de Ingeniería* is a quarterly publication that only accepts unpublished articles. The revista submits all the papers to the verdict of two academic peers, who evaluate the article.

## Ruling for publication

The article must be sent by e-mail to [revista@escuelaing.edu.co](mailto:revista@escuelaing.edu.co) with 3 files attached: Author.doc, Classification.doc and Type.doc available in <http://www.escuelaing.edu.co/revista.htm>. There is also a template guide for the structure of the article (template guide.doc).





# Entregando lo mejor de los **colombianos**

Línea de atención al Cliente Nacional: 01 8000 111 210

Línea de atención al Cliente Bogotá: (57-1) 4199299

➤ [www.472.com.co](http://www.472.com.co)